



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

# Estudio experimental de la resistencia a punzonamiento de losas sometidas a fuerzas de tracción en su plano

Treball realitzat per:

**Laura Beltran Coloma**

Dirigit per:

**Antonio Ricardo Marí Bernat**

**Pablo Gonzalo Fernández Sánchez**

Màster en:

**Enginyeria de Camins, Canals i Ports**

Barcelona, 14 de juny de 2019

Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental

**TREBALL FINAL DE MÀSTER**



## Agradecimientos

En primer lugar, me gustaría agradecer este trabajo a mi familia, a mi novio, y en especial a mi abuela. Ellos me han apoyado y dado ánimo en todo momento y sin su ayuda creo que no hubiera sido capaz de terminar esta carrera, donde parece que todo son trabas en el camino.

También agradecer a mis amigos camineros, sobretodo a Gio y Guille. Sin ninguna duda, ellos han hecho mucho más amenas las interminables horas de clase y estudio, e inmejorables las horas de celebración. Solo nosotros, y otros que han pasado por lo mismo, sabemos lo duro que ha sido esto, pero realmente ha merecido la pena por conocerlos. Sé que en el futuro será más complicado vernos tan a menudo, pero estoy muy agradecida de poder llamarlos amigos.

Por último, pero ni por asomo menos importante, agradecer su trabajo a mi tutor Antonio Marí, al doctorando Pablo Gonzalo Fernández Sánchez y a los técnicos del laboratorio de estructuras de la UPC. Este trabajo ha requerido muchas horas en el laboratorio de estructuras conectando cables y realizando ensayos. Sin Pablo no hubiera sido lo mismo ya que no ha sido solamente el doctorando que supervisaba mi trabajo, sino que se ha implicado mucho más allá y me ha ayudado en todo lo que ha podido. Estoy muy contenta de haber escogido este tema para terminar mis años de estudio ya que me ha permitido conocer gente estupenda en el laboratorio que han hecho que las horas ahí pasaran volando, además de enseñarme muchas cosas, no solamente académicas. Asimismo, me ha permitido realizar un estudio experimental donde he podido aplicar conocimientos adquiridos de forma teórica durante la carrera a situaciones reales.



## Resumen

Las losas de hormigón armado son un elemento estructural ampliamente utilizado debido a su gran versatilidad y fácil construcción. Aún así, tienen un gran inconveniente ya que pueden fallar por punzonamiento si están sometidas a una carga puntual. Este tipo de rotura es frágil, por lo que no avisa y puede provocar grandes catástrofes. A este hecho se le puede sumar el mal comportamiento que tiene el hormigón bajo esfuerzos de tracción.

El fenómeno de punzonamiento bajo la acción de distintas cargas (centradas, excéntricas, etc.) ha sido estudiado en profundidad, no siendo así en el caso de la combinación punzonamiento – tracción en el plano de la losa. Debido a ello y a la importancia que puede tener este tipo de roturas, desde la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) se están llevando a cabo un conjunto de ensayos sobre diez losas para desarrollar un modelo de resistencia a cortante y punzonamiento en losas de hormigón armado sometidas a tracciones en su plano. Este modelo ha de servir para crear una normativa en el diseño de losas de hormigón que puedan estar sometidas a este fenómeno.

El presente trabajo queda enmarcado dentro de esta investigación y, a su vez, en una tesis doctoral que se está realizando en la UPC. En este estudio se detalla el proceso que se ha llevado a cabo para poder planificar, diseñar y desarrollar una campaña experimental que quiere ayudar a calibrar y mejorar tanto el modelo de elementos finitos realizado con Abaqus como el modelo mecánico – racional de la CCCM.

Para poder realizar la campaña experimental, en primer lugar, es muy importante conocer el estado del arte respecto a estos fenómenos. De este modo se puede determinar qué parámetros son los más críticos y, por lo tanto, los que se van a estudiar.

Una vez se tiene un conocimiento profundo respecto del fenómeno, se debe diseñar el ensayo focalizando los recursos disponibles en lo que realmente se quiere estudiar y cómo se va a llevar a cabo. El proceso de diseño es muy importante ya que los recursos humanos, materiales y temporales, son limitados. Para diseñar el estudio, lo primero, es plantear los elementos necesarios para poder desarrollar los ensayos de la forma deseada.

Antes de empezar con la campaña experimental es conveniente tener una estimación de los resultados de modo que, en el momento del ensayo, podamos saber si el comportamiento de la losa es el esperado y deseado. Si se participa en diversos estudios experimentales se acaba aprendiendo, que es un punto crítico en el que pueden ocurrir imprevistos, y es importante estar lo más preparado posible.

En esta línea también es muy importante caracterizar bien los materiales a usar. El diseño se realiza de forma completamente teórica, por lo que se debe estar seguro que los materiales usados durante la campaña tienen las mismas características y propiedades que las supuestas durante el diseño.

Una vez realizada la campaña experimental con los resultados obtenidos, éstos se deben interpretar para obtener conclusiones. Después de ensayar cinco losas de 1650 mm x 1650 mm con un canto de 120 mm sustentadas sobre 8 apoyos puntuales sometidas a distintos niveles de tracción exterior, se puede concluir que, al incrementar la tensión, la resistencia a punzonamiento disminuye. Esta disminución puede asimilarse a una curva bilineal, con variación de pendiente en el punto  $T=T_{fis}$ . Mediante este ensayo se ha podido validar el CCCM dentro del rango estudiado. La tracción en el plano de la losa reduce moderadamente la carga última a punzonamiento.

A partir de estos ensayos, el modelo realizado en ABAQUS y el CCCM, se podrá desarrollar un modelo que permitirá crear una normativa de diseño de losas de hormigón armado.

**Palabras clave:** punzonamiento, tracción, losas, test de laboratorio, modelo mecánico, hormigón armado.

## Abstract

Reinforced concrete slabs are a widely used structural element due to its great versatility and construction ease. However, they have a great disadvantage since they can fail by punching if suffering a punctual load. This is a fragile breaking, so it does not warn and can cause major catastrophes. Moreover, concrete has worse behavior under tensile stress.

Punching failure under the action of different loads (centered, eccentric, etc.) has been deeply studied. Nevertheless, this is not the case when tension in plane is combined with a punctual load. Due to this fact and the importance that this type of breakage may induce, from the Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) an experimental campaign on a set of ten slabs has been developed to create a resistance model in shear and punching for reinforced concrete slabs subjected to in-plane tensile stress. This model will be used to create a regulation in the design of concrete slabs under tension and punching.

This essay builds up through that investigation, and also, through a doctoral thesis that is being developed in the UPC. The study draws on the process that is being realized in order to plan, design and develop an experimental campaign which wants to help to calibrate and improve the FEM ABAQUS model and the CCCM mechanical model.

With the aim of initiating the experimental campaign, it is important to comprehend the state of art of this phenomenon deeply, so it can be determined which are the critical parameters, the ones that should be studied.

Once the phenomenon is well known, the test must be designed focusing the available resources towards the target studies and its development. Designing process is important because human, material and temporal resources are limited. To design the study, the first step is to determine the necessary elements to develop the tests.

Before starting with the experimental campaign, it is convenient to have an estimation of the results. With this, at the time of the test, we can distinguish if the behavior of the slab is the expected and desired. Participating in several experimental studies, ends up in learning that the test is a critical point in which unforeseen events may occur and it is important to be as prepared as possible.

It is also very important to characterize the materials to be used in detail. The design is done in a completely theoretical way, so it is necessary to be sure that the materials used during the campaign have the same characteristics and properties as those assumed during the design.

Once the experimental campaign is over, the results must be analyzed to obtain conclusions. After testing five slabs of 1650 mm x 1650 mm with a thickness of 120 mm supported on 8 punctual supports under different levels of external traction, it can be concluded that, when increasing the tension, the punching resistance decreases. This reduction can be assimilated to a bilinear curve changing its slope in  $T=T_{fis}$ . Through this test it has been possible to validate the CCCM within the ranged under study. The ultimate punching load is moderately reduced due to the induced traction.

Based on these tests, the ABAQUS model and the CCCM, a model that will allow creating a standard for the design of reinforced concrete slabs will be developed in further projects.





# Índice

|   |     |
|---|-----|
| 1. Introducción y objetivos .....                                     | 1   |
| 1.1. Introducción .....   | 2   |
| 1.2. Objetivos .....  | 4   |
| 1.3. Equipo técnico y humano .....                                    | 6   |
| 2. Estado del arte .....  | 7   |
| 2.1. Punzonamiento .....  | 8   |
| 2.1.1. Mecánica del punzonamiento .....                               | 8   |
| 2.1.2. Modelo clásico de punzonamiento .....                          | 10  |
| 2.1.3. Efecto tamaño .....  | 11  |
| 2.1.4. Influencia de la armadura .....                                | 13  |
| 2.1.5. Critical Shear Crack Theory .....                              | 17  |
| 2.1.6. Compression Chort Capacity Model, CCCM .....                   | 20  |
| 2.2. Normativa actual .....   | 27  |
| 2.2.1. EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural .....              | 27  |
| 2.2.2. EN1992-1-1. Eurocódigo 2 .....                                 | 29  |
| 2.2.3. ACI Standard .....   | 32  |
| 2.3. Efecto de las tracciones en la resistencia a punzonamiento ..... | 33  |
| 2.3.1. Formulación analítica .....                                    | 33  |
| 3. Diseño del ensayo .....  | 36  |
| 3.1. Concepción de la campaña experimental .....                      | 37  |
| 3.2. Elementos intervinientes en el ensayo .....                      | 40  |
| 3.2.1. Losas .....  | 40  |
| 3.2.2. Armaduras .....  | 61  |
| 3.2.3. Barras Dywidag .....   | 61  |
| 3.2.4. Marco .....  | 63  |
| 3.2.5. Pórtico .....  | 83  |
| 3.2.6. Banquetas .....  | 83  |
| 3.3. Carga última esperada .....                                      | 84  |
| 3.4. Caracterización de los materiales .....                          | 85  |
| 3.4.1. Hormigón .....   | 85  |
| 3.4.2. Acero .....  | 97  |
| 3.5. Instrumentación .....  | 101 |

|  |     |
|--|-----|
| 3.5.1. Galgas extensiométricas .....                 | 101 |
| 3.5.2. Células de carga .....                        | 110 |
| 3.5.3. LVDT .....                                    | 111 |
| 3.5.4. Temposonic .....                              | 112 |
| 3.5.5. Cámara .....                                  | 113 |
| 3.6. Set-up .....                                    | 114 |
| 3.6.1. Montaje definitivo .....                      | 114 |
| 3.6.2. Tesado .....                                  | 119 |
| 3.6.3. Forma de aplicación de la carga puntual ..... | 121 |
| 4. Resultados .....                                  | 122 |
| 4.1. Plan de ensayos .....                           | 123 |
| 4.2. Ensayo 1 (losa A2) .....                        | 124 |
| 4.2.1. Ficha de la losa .....                        | 125 |
| 4.2.2. Resultados .....                              | 125 |
| 4.2.3. Incidencias .....                             | 129 |
| 4.3. Ensayo 2 (losa A3) .....                        | 130 |
| 4.3.1. Ficha de la losa .....                        | 130 |
| 4.3.2. Tesado .....                                  | 131 |
| 4.3.3. Resultados .....                              | 136 |
| 4.3.4. Incidencias .....                             | 138 |
| 4.4. Ensayo 3 (losa A0) .....                        | 139 |
| 4.4.1. Ficha de la losa .....                        | 139 |
| 4.4.2. Tesado .....                                  | 140 |
| 4.4.3. Resultados .....                              | 141 |
| 4.5. Ensayo 4 (losa A4) .....                        | 144 |
| 4.6. Ensayo 5 (losa B1) .....                        | 145 |
| 4.6.1. Ficha de la losa.....                         | 145 |
| 4.6.2. Tesado .....                                  | 146 |
| 4.6.3. Resultados .....                              | 147 |
| 4.7. Resumen de los resultados .....                 | 150 |
| 4.8. Caracterización del hormigón .....              | 151 |
| 4.8.1. Compresión simple .....                       | 151 |
| 4.8.2. Módulo de elasticidad .....                   | 152 |
| 4.8.3. Ensayo brasileño .....                        | 153 |
| 5. Conclusiones .....                                | 154 |

## ANEJO 1. Planos losas A

General

Armado longitudinal

Armado transversal cara superior

Armado transversal cara inferior

Detalle anclajes

Detalle placas

## ANEJO 2. Planos losas B

General

Armado longitudinal

Armado transversal cara superior

Armado transversal cara inferior

Detalle anclajes

Detalle placas

## ANEJO 3. Planos banquetas

General

Despiece del trípode

Placa de apoyo y vástago

Soldaduras del trípode



## Capítulo 1

# Introducción y objetivos



## 1.1. Introducción

En toda clase de construcciones, tanto de edificación como de ingeniería civil, las losas de hormigón armado son un elemento estructural ampliamente utilizado dado, tanto su fácil diseño como construcción, así como su gran utilidad. Las losas son elementos que cuentan con una dimensión mucho menor que las otras dos, pero el comportamiento de éstas varía en función de su diseño (unidireccional o bidireccional), así como de sus condiciones de contorno (empotrado, simplemente apoyado, etc.). Además, se pueden proyectar como armadas únicamente con armadura pasiva o con pretensado, por lo que tienen una gran versatilidad.

En edificación su comportamiento ha sido extensamente estudiado ya que se suelen usar losas de hormigón armado como forjados, dispuestos sobre columnas. De este modo se obtiene una losa continua con cargas repartidas en todo su plano (cargas permanentes y transitorias) y cargas puntuales (reacciones que aparecen en las columnas). Esta situación supone un inconveniente ya que, una losa bajo la acción de una carga concentrada puede fallar por punzonamiento. Este tipo de rotura es frágil y, por lo tanto, impredecible, por lo que es muy peligrosa y se debe estudiar con detalle. En edificación existen normativas en todos los países sobre como diseñar una losa para evitar este tipo de fallo, pero no es así en otros ámbitos.

A lo largo de la historia las roturas por punzonamiento no se han dado con demasiada frecuencia, pero sus consecuencias suelen ser catastróficas. Algunos ejemplos pueden ser el colapso del edificio residencial *Skyline Plaza*, en *Bailey's Crossroads* (Virginia, 1973) [40] o el colapso de unos grandes almacenes en *Sampoong* (Seul, 1995) [20]. El primero fue un colapso progresivo debido a un descimbrado temprano (colapso durante el descimbrado). El segundo fue debido, probablemente, a una modificación de cargas. El edificio había sido diseñado para uso residencial y éste se modificó una vez ya iniciada la construcción. Debido a ello se acortaron una serie de columnas de apoyo con el fin de instalar escaleras mecánicas. Además, unos años después de su construcción se añadió un quinto piso aun cuando la empresa constructora encargada de ello notificó que la estructura no era suficiente y terminó colapsando, como era de esperar.

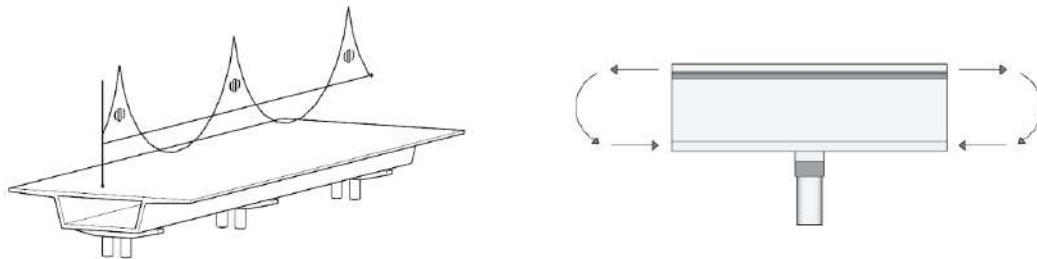


*Figura 1.1 Colapso centro comercial Sampoong [16]*

En losas de puentes continuos también se dan situaciones en las que las condiciones de contorno son parecidas a las de las losas de edificación. Existen también cargas concentradas durante la ejecución (carros de avance en puentes ejecutados por voladizos sucesivos) y en servicio debido a los vehículos pesados; por lo que en estos casos la distribución de momentos es muy parecida.

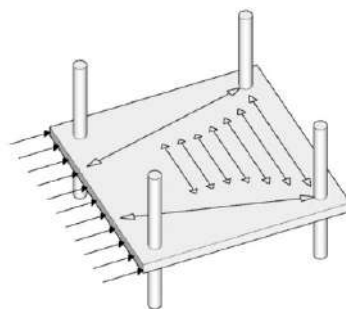
Puede darse el caso de tener, además de una carga puntual que puede generar punzonamiento, tracciones contenidas en el plano de la losa. Esta situación se puede dar, por ejemplo, en la zona de apoyos de vanos centrales de puentes continuos losa o sección cajón, donde tenemos momentos negativos, generando tracción en la losa de hormigón (tracciones en el plano) y pueden aparecer carga concentradas (tanto en servicio como en fase de construcción). Estas tracciones provocan que la profundidad relativa del eje neutro en el hormigón se vea reducida. Este hecho induce a que la capacidad resistente de la losa frente a esfuerzos cortantes y punzonamiento disminuya incrementando el peligro del fallo por punzonamiento ya que disminuye la profundidad de la cabeza de compresión, y, por lo tanto, su capacidad para resistir tensiones tangenciales. Es especialmente así si las tracciones son lo suficientemente grandes como para producir fisuración en el hormigón en sentido transversal. La armadura longitudinal para los esfuerzos cortantes podría plastificar para una carga puntual menor que en las zonas sometidas a momentos positivos. Esto es así debido a que parte de su capacidad es usada para resistir la flexión longitudinal.

Aunque el fenómeno del punzonamiento en sí bajo la acción de distintas cargas (centradas, excéntricas, etc.) se haya estudiado con profundidad desde hace más de medio siglo, los efectos de éste combinado con tracciones en el mismo plano no ha sido trabajado aún con tanto detalle. Hasta el momento no se ha encontrado ninguna publicación relevante relacionada con la influencia de la tracción en la resistencia a punzonamiento. Tanto en el EC-2 como en la EHE-08 suponen una variación lineal de la resistencia hasta llegar a cero. En la ACI no se tiene en cuenta la posible existencia de carga axial, por lo que no es posible realizar ninguna aproximación. Como se ha comentado anteriormente, este fenómeno puede producir roturas catastróficas ya que no avisa con antelación, por lo que es un campo interesante para futuros estudios.



*Figura 1.2 Tracciones en la losa debidas a la flexión longitudinal global*

El efecto combinado de tracción y cortante, puede aparecer, así mismo, en forjados de edificación en los que descansan columnas, como techos de párquines y sótanos. Si dichos forjados están sometidos a cargas horizontales de viento o tierras, se genera el mecanismo resistente que se ve en la imagen, dando lugar a la aparición de tracciones en el plano del forjado que interesa estudiar.



*Figura 1.3 Tracciones en forjados de edificación*



## 1.2. Objetivos

El objetivo principal de esta tesis es obtener un mejor entendimiento acerca del comportamiento de losas de hormigón sometidas a tracciones en su plano y a fuerzas puntuales. Concretamente se quiere desarrollar una campaña experimental para determinar cómo afectan las tracciones en el plano a la resistencia a cortante y punzonamiento de las losas. Como se ha comentado en el apartado anterior, éstas son especialmente susceptibles a padecer este tipo de problemas y pueden generar grandes catástrofes. Tener mejores conocimientos de la interacción entre ambas sollicitaciones sería de gran utilidad para poder evaluar la resistencia real de las losas y, de este modo, evitar posibles roturas frágiles por cortante y punzonamiento.

A partir de los resultados obtenidos, en trabajos posteriores, se quiere elaborar un modelo de elementos finitos que reproduzca el fenómeno. Este modelo se validará mediante los ensayos realizados en laboratorio, detallados en esta tesis. También se quiere extender el modelo racional de resistencia a cortante y punzonamiento (CCCM), elaborado por los miembros del departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UPC, y validarlo con los ensayos del laboratorio.

Se planteó la posibilidad de realizar este estudio dada la poca información que existe hasta el momento en este campo. El presente trabajo queda enmarcado dentro del proyecto coordinado HORVITAL titulado *"Contribución a la extensión de la vida útil de estructuras de hormigón mediante una evaluación estructural y su refuerzo con materiales avanzados"*, más concretamente, dentro del subproyecto titulado *"Evaluación de la capacidad resistente frente a esfuerzos tangentes de estructuras de hormigón mediante modelos mecánicos para la extensión de su vida útil"*. Este último se está llevando a cabo en el departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (ETSECCPB) por el doctorando Pablo Gonzalo Fernández Sánchez, conducido por el profesor Antonio Marí Bernat y la profesora Eva Oller Ibars y financiado por el Ministerio de Economía y Competitividad. El proyecto principal es un proyecto coordinado entre cuatro universidades, la Universitat de les Illes Balears, donde desarrollan tecnologías de refuerzo para estructuras de hormigón armado; la Universidad de La Coruña que estudia el efecto tamaño en la resistencia a cortante de vigas de hormigón armado; la Universitat Politècnica de València que realiza un análisis experimental de la resistencia y ductilidad de vigas pretensadas, reforzadas y compuestas sometidas a esfuerzos combinados de flexión y cortante y, por último, la Universitat Politècnica de Catalunya que desarrolla modelos de resistencia a cortante y punzonamiento en estructuras de hormigón armado.

Se realizarán ensayos para, a partir de los resultados obtenidos, poder estudiar la disminución de la resistencia de las losas de hormigón armado ante diferentes niveles, cada vez más elevados, de tracción en su plano, y sometidas a la acción de una carga puntual. Para ello se ha diseñado una campaña experimental, supeditada a los medios disponibles en el laboratorio y al presupuesto preestablecido, consistente en el estudio de la carga de rotura de 10 losas de hormigón armado con 2 configuraciones de apoyos diferentes (2 apoyos lineales paralelos y 8 apoyos en círculo) que pretenden reproducir los dos casos anteriormente mencionados. Para el correcto estudio e interpretación de los resultados, se caracterizarán previamente todos los materiales y se instrumentarán las losas de forma precisa. Mediante esta tesis se dará soporte al equipo comentado anteriormente ya que el estudio final tiene una duración más extensa.

En la misma dirección, previo a este trabajo, se realizó un estudio mediante modelos numéricos por parte de otro estudiante para intentar modelizar el comportamiento que tendrán las losas que se estudiarán.

El objetivo final de la tesis en cuyo contexto se enmarca este trabajo es contribuir a desarrollar una metodología adecuada para evaluar estructuralmente y reforzar tableros de puentes y otras estructuras de hormigón. Se propone consolidar, extender y contrastar experimentalmente un modelo mecánico de cálculo a cortante recientemente desarrollado por el equipo de la UPC y la UIB coordinado por el profesor Antonio Marí.

### 1.3. Equipo técnico y humano

El estudio se realizará en el laboratorio de estructuras del Campus Nord de la Universitat Politècnica de Catalunya, situado en el edificio C1. En el laboratorio se llevan a cabo tanto tareas de desarrollo de nuevos métodos y modelos como de consultoría, siendo un referente tanto nacional como internacional. Cuenta con el equipamiento más moderno para crear un centro de excelencia para el estudio de materiales tradicionales de construcción como el acero, la madera, el hormigón, entre otros; así como para materiales innovadores.

En el laboratorio también se promueve la innovación y sostenibilidad en la construcción por lo que gran parte de los ensayos que se llevan a cabo en él están relacionados con estos temas. Se están desarrollando numerosos estudios sobre el impacto de los materiales de la construcción en el medio ambiente, así como el uso de materiales reciclados. [4]

Cuenta con todo el equipamiento necesario para la realización de los ensayos, así como de personal cualificado que nos ha prestado ayuda en todo momento. Previo a la realización de los ensayos se necesitó instrumentar las losas y caracterizar los materiales que se iban a usar. Para caracterizar las probetas de hormigón se usó una máquina Ibertest modelo MEH 3000 W con la que se pudieron realizar los tres ensayos necesarios (compresión simple, ensayo de módulo de elasticidad y el ensayo brasileño). Las barras de acero se caracterizaron mediante una máquina universal de ensayos Instron 8803 de  $\pm 500$  kN y mordazas hidráulicas.

Para aplicar la fuerza de punzonamiento sobre las losas durante la realización de los ensayos, se ha usado el pórtico del laboratorio cuyas características se detallan en apartados posteriores. Para aplicar la fuerza de tracción sobre las losas se han usado gatos huecos Enerpac de 60 toneladas. Para la carga de dichos gatos se ha usado una centralita de presión Enerpac.

El equipo humano está formado por cinco técnicos (Tomás García, Carlos Hurtado, Robert Mc-Allon, Jordi Lafuente y Jordi Cabrerizo) que nos han prestado su ayuda en todo momento ya que los equipos del laboratorio no se pueden usar sin autorización.



## Capítulo 2

# Estado del arte



## 2.1. Punzonamiento

Como se ha comentado en la introducción, las losas de hormigón armado son un elemento estructural ampliamente utilizado en el mundo de la construcción. Son elementos planos de fácil construcción y gran versatilidad ya que se suelen usar tanto como superficie transitable como para cubiertas.

Sin embargo, a pesar de todos sus beneficios, tienen un comportamiento más complejo que otros elementos estructurales. Es de recalcar que, al apoyar un plano sobre apoyos puntuales, se generan discontinuidades geométricas importantes (Región D). En estas zonas los efectos locales alteran el comportamiento global (punzonamiento). [7] El comportamiento de las losas frente a flexión, tracción, y cortante ha sido estudiado en detalle en todas las normativas actuales, pero no así el efecto de la interacción entre algunos de ellos.

En la década de los 60 se empezó a investigar sobre el punzonamiento en losas de hormigón y cimientos. Se quería conocer el proceso de rotura para obtener formulaciones más seguras en las normativas de diseño. En los siguientes apartados se resumirán los modelos analíticos más relevantes.

### 2.1.1. Mecánica del punzonamiento

Este fenómeno se da, principalmente, en losas de hormigón planas sustentadas mediante apoyos puntuales. La rotura por punzonamiento se caracteriza por la penetración de una forma cónica en la zona en la que se aplica la carga, siguiendo las fracturas diagonales producidas durante el proceso.

Este tipo de rotura se desencadena por la fisuración del hormigón traccionado debido a momentos impuestos. Inicialmente aparecen fisuras tangenciales alrededor de la columna (de forma circular) (Figura 2.1(a)) y, posteriormente, empiezan a desarrollarse fisuras radiales debido a la combinación de momentos biaxiales radiales – tangenciales (Figura 2.1(b)). A continuación, van incrementando las fisuras tangenciales hasta que una de las fisuras debidas a la tracción se desarrolla de manera diagonal (en un corte transversal) desde un punto a una cierta distancia ( $r$ ) del paramento traccionado hasta justo antes de la zona de compresión del hormigón (en la columna o en el punto de aplicación de la carga puntual) debido a la combinación de esfuerzos flectores y cortantes (Figura 2.1(c) y (d)). Según Alexander y Simmonds [2], dichas fisuras se desarrollan al 50-70% de la carga última. La conexión losa – columna sometida a esta carga es estable dado que se puede cargar y descargar sin alterar la carga última. Esta afirmación podría llevar a pensar que, en este estado de fisuración, todavía no se ha desarrollado el punzonamiento.

Si se aumenta todavía más la carga, el único elemento resistente del hormigón es la porción de la losa a compresión colindante a la columna, que se ve sometida a un estado de tensiones complejo. Este hecho conduce a una falta de consenso sobre este tipo de roturas como se comentará en apartados posteriores. La zona comentada está doblemente comprimida por el momento flector tangencial y el momento flector radial, por lo que el hormigón está confinado en el momento de la rotura, aumentando así su resistencia. La misma zona está sometida a esfuerzos cortantes en el mismo instante. El punzonamiento se produce cuando dicha región colapsa (Figura 2.1(e)). El modo de rotura dependerá, en gran medida, de la cantidad geométrica de armadura a tensión que existe; pudiendo ser por flexión, flexión – punzonamiento o punzonamiento.

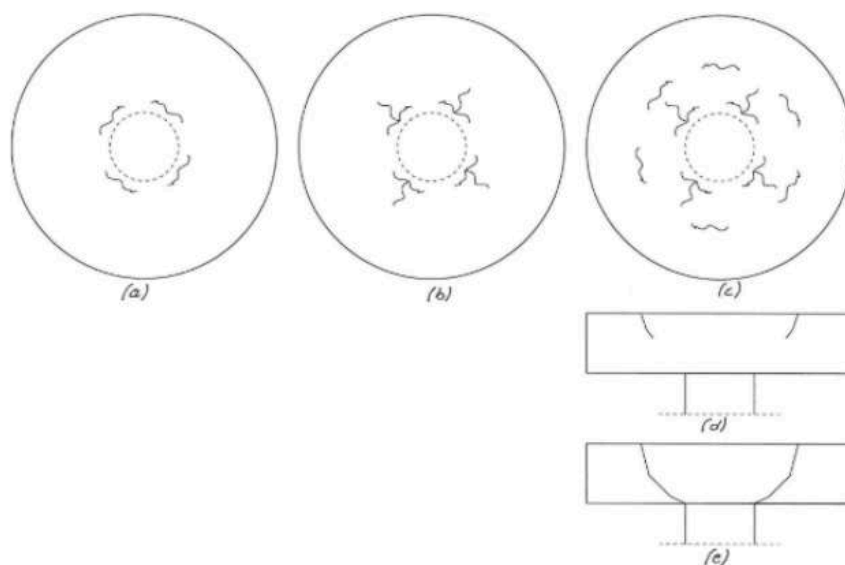


Figura 2.1 Evolución fisuras por punzonamiento [15]

Existen distintas teorías sobre este tipo de colapso. *Kinnunen y Nylander* (1960) lo entienden como el fallo a compresión de un trapecioide revolucionado alrededor de la columna tal como se explicará a continuación. Una posible explicación más reciente de *Marí et al.* (2018) habla de una compresión de una biela de hormigón en un sistema de bielas y tirantes o de una rotura de compresión/tracción sobre la cáscara troncocónica bajo esfuerzos biaxiales de compresión (cortante sobre el cordón comprimido de hormigón), semejante a la rotura por cortante que sucede en vigas [29].

La mayoría de las propuestas pueden ser equivalentes, dado que la rotura a compresión de un cono oblicuo depende, en parte, de la resistencia a tracción del hormigón. La compresión pura que padece un cono oblicuo es equivalente a un estado biaxial de compresiones y esfuerzo cortante.

Desde la década de 1960, dada la complejidad de este modo de rotura, sus características (rotura frágil) y la repercusión que tiene, se iniciaron distintas investigaciones para entender su funcionamiento y poder definir ecuaciones de diseño seguras para las normativas. *Elstner y Hognestad* (1956) iniciaron dichas investigaciones en Estados Unidos cuando se empezaron a utilizar losas planas de hormigón sin suficiente conocimiento respecto al punzonamiento y la resistencia de dichas losas. En 1960 fueron *Kinnunen y Nylander* quienes publicaron el primer modelo mecánico de punzonamiento y en 1961, *Moe* publicó un documento de ensayos que recogía observaciones, resultados y formulación empírica que fue la base sobre la que se desarrolló la normativa estadounidense ACI-318-1963 [7]. Estos tres documentos fueron los que sentaron las bases del punzonamiento a nivel mundial y a partir de los cuales se ha desarrollado todo el conocimiento [6].

A pesar de todos los modelos analíticos que se han desarrollado hasta la fecha, la mayoría de formulaciones de las normativas se basan en ensayos de losas de dimensiones que, en general, no se usan para la construcción. Por ejemplo, se ensayan losas de 0.1 – 0.2 m cuando algunas losas, como las de cimentación, superan los 0.4 m habitualmente [36]. Debido a esta situación, es recomendable que los modelos analíticos adquieran más presencia en normativas, dado que estos podrían reproducir de forma consistente gran variedad de hipótesis donde, por ejemplo, el efecto tamaño o la cantidad de armadura longitudinal, entre otros, pueden ser consideradas.



### 2.1.2. Modelo clásico de punzonamiento (*Kinnunen y Nylander (1960)*)

En 1960 *Kinnunen* y *Nylander* presentaron el primer modelo mecánico (analítico) sobre punzonamiento. Lo desarrollaron a partir de los resultados obtenidos de 61 ensayos sobre losas circulares conectadas a columnas concéntricas circulares. En éstos analizaron con detenimiento la formación de las fisuras causadas por el cortante, la deformación de los sectores y la expansión del hormigón y el acero [7].

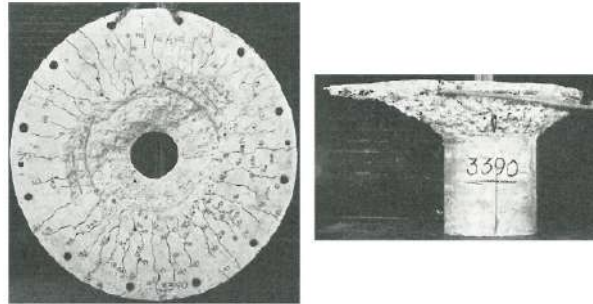


Figura 2.2 Resultados de Kinnunen y Nylander (1960)

A lo largo de los ensayos detectaron la diferenciación entre dos tipos de rotura en función del nivel de armadura de tensión. Cuando el nivel de armado era relativamente bajo, se observaba una rotura a flexión y una plastificación del armado. En cambio, si la ratio de armado era relativamente elevada, la rotura se producía por punzonamiento [15].

El modelo que desarrollaron fue el primero en explicar de forma consistente la rotura por punzonamiento. Este modelo se basa en el equilibrio de un sector o cuña delimitada por dos fisuras radiales consecutivas y frontalmente por la fisura tangencial producida por la rotura, como se puede ver en la Figura 2.3(b). Proponen un elemento troncocónico como bloque de hormigón resistente, éste une la fisura diagonal y la raíz de la columna. El cono está sujeto a un estado triaxial de tensiones importante, donde dos ejes están comprimidos, por lo que aumentan la resistencia a compresión del hormigón. El criterio de fallo se define a partir de la deformación a cortante última (expansión) del elemento cónico [7].

En la siguiente Figura se pueden ver los esquemas estáticos y el patrón resistente del modelo.

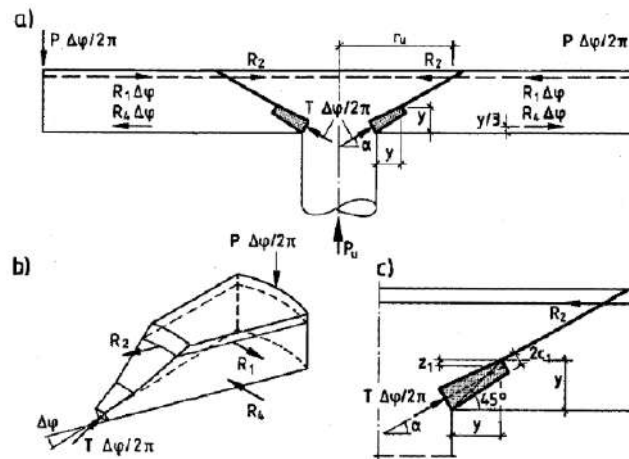


Figura 2.3 Modelo mecánico de Kinnunen y Nylander (1960) [7]

El modelo permite predecir la resistencia última a punzonamiento al igualar las ecuaciones  $V_{u,c}$  y  $V_{u,s}$  y obtener  $k_x$ . El valor  $V_{u,c}$  depende de la tensión última del hormigón  $\sigma_{cu}$  y se obtiene al imponer  $\Sigma V=0$ .

$$V_{u,c} = \kappa \pi \eta d^2 k_x \cdot \left( \frac{1 + 2k_x/\eta}{1 + k_x/\eta} \right) \cdot \sigma_{cu} \cdot f(\alpha) \quad (2.1)$$

$$\eta = \frac{c_2}{d} \quad f(\alpha) = \frac{\tan(\alpha) \cdot (1 - \tan(\alpha))}{1 + \tan^2(\alpha)}$$

El valor de  $V_{u,s}$  depende de la tensión de plastificación del acero  $f_y$ , el porcentaje de armadura  $\rho$  y la forma. Ésta se obtiene al imponer  $\Sigma M=0$  y ofrece tres casos distintos en función de dónde plastifica el acero. Para el caso en el que el acero plastifica dentro del cono de punzonamiento, dentro de un radio  $r_u$  y siendo  $r_f$  el radio del área circular comprendida por el tronco – cono, el valor de  $V_{u,s}$  se puede calcular como [7]:

$$V_{u,s} = \kappa 4 \pi \rho f_y d r_f \cdot \left( 1 + \ln \left( \frac{\delta d}{2 r_u} \right) \right) \cdot \frac{1 - k_x/3}{\delta - \eta} \quad (2.2)$$

$$\delta = \frac{l_{slab}}{d}$$

Posteriormente, distintos autores han analizado varios parámetros que afectan al punzonamiento, como la cantidad de armadura, el efecto tamaño, la diferencia entre punzonamiento y cortante, etc.

### 2.1.3. Efecto tamaño (Modelo de *Broms*)

*Broms* [6] propuso un modelo mecánico sofisticado con un mecanismo análogo al propuesto por *Kinnunen* y *Nylander*. A pesar de que éste ofrecía buenos resultados nunca se ha integrado completamente en ningún código de diseño dada su complejidad [5].

Su teoría introduce dos modificaciones importantes sobre el modelo de *Kinnunen* y *Nylander*. La primera de ellas es que *Broms* usa en su formulación valores globalmente reconocidos sobre las propiedades mecánicas del hormigón, en lugar de calibrar el modelo frente a ensayos específicos. La segunda modificación es que *Broms* calcula varios espesores de la zona de compresión en direcciones radiales y tangenciales en lugar del proceso iterativo propuesto por *Kinnunen* y *Nylander*.

Propone que la rotura por punzonamiento está asociada a dos fenómenos que sucede uno a continuación del otro dependiendo de la configuración geométrica y sus propiedades y es el que define la resistencia a punzonamiento [6]. *Broms* afirma que la resistencia a punzonamiento viene determinada por el mínimo de:

- Mecanismo a deformación debida a la compresión tangencial crítica
- Mecanismo a compresión radial crítica

Debido a esto, se deben comprobar los dos criterios de fallo. El primero,  $V_{\epsilon}$ , asume que el hormigón, sometido a un estado de carga biaxial (debido a momentos en direcciones radiales y tangenciales), situado en la zona columna – losa, llega a un estado crítico de deformaciones tangenciales (debidas a

flexión) y el material, a causa de ello, sufre una relajación (perdiendo su cohesión interna) que conduce a una fisuración a cortante casi vertical. Una vez empieza la relajación, la zona a compresión colapsa dada la pérdida de resistencia de la biela comprimida que transmite la carga vertical de la columna de la losa. Adicionalmente, se acelera la propagación de la fisura ya que existe un campo de deformaciones a tracción tangenciales (las que inician el proceso). A su vez, ésta se inicia en el borde columna – losa, donde otros autores reportan una caída de las deformaciones justo antes de llegar a la carga última. En la siguiente Figura se puede ver el criterio de rotura.

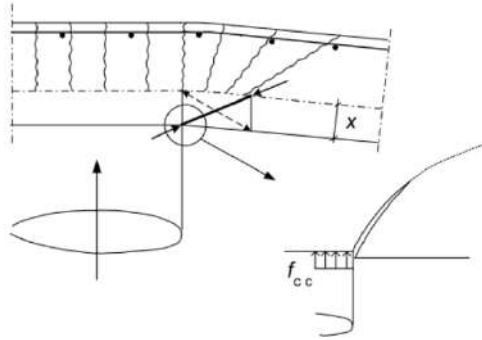


Figura 2.4 Criterio de rotura  $V_c$  [6]

*Broms* define la deformación tangencial de compresión crítica  $\varepsilon_{cpu}$  a partir del comportamiento de un cilindro de hormigón cargado uniaxialmente como función de la resistencia del hormigón y el espesor del hormigón sometido a compresión.

$$\varepsilon_{cpu} = 0.001 \cdot \left(\frac{25}{f_{cc}}\right)^{0.1} \cdot \left(\frac{0.15}{x_{pu}}\right)^{1/3} \quad (2.3)$$

Se puede obtener la resistencia a punzonamiento  $V_e$  a partir de la ecuación anterior considerando la teoría lineal de vigas.

Para comprobar el segundo criterio  $V_\sigma$ , asume que en la zona inferior de la losa (posteriormente a la fisuración a flexión – cortante) se crea una cáscara troncocónica de sección constante que transmite las cargas de la columna a la losa. Romperá por punzonamiento cuando en dicha región se superen unas tensiones a compresión críticas. Dicha carga crítica, la carga última a punzonamiento, viene dada por la cáscara troncocónica, la cual tiene una resistencia crítica de  $1.1 f_c$  considerando el efecto de confinamiento debido al estado biaxial de cargas [7].

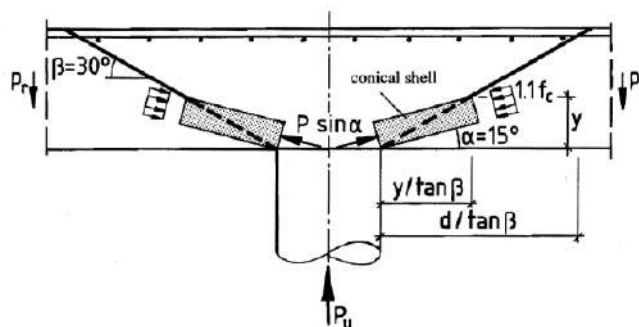


Figura 2.5 Criterio de rotura  $V_\sigma$  [7]

Habitualmente el fenómeno limitante acostumbra a ser, en losas de hormigón planas, la deformación a compresión tangencial ( $V_\varepsilon$ ), siendo  $V_\sigma$  la condición que gobierna en casos donde las columnas son pequeñas en relación con el espesor de la losa y la resistencia a compresión del hormigón es baja, por ejemplo, en losas de cimentación [6].

El efecto tamaño es el fenómeno que explica porque, al incrementar el tamaño de un elemento estructural, se le reduce la resistencia tensional. Distintos autores han intentado reproducir dicho fenómeno con modelos, pero no se ha llegado a ningún acuerdo.

De la Ecuación 2.3 se ve que el último factor tiene en consideración el efecto tamaño. *Broms* afirma que, dado que el factor afecta por igual a deformaciones y tensiones, el módulo de Young es una propiedad que no se ve afectada por el efecto tamaño. Propone que, para roturas realmente frágiles, el efecto tamaño se explique mediante la mecánica de fractura elástico – lineal con una consideración adicional. Ésta es que el exponente de la relación de tamaños debe ser, aproximadamente,  $-1/3$  en lugar de  $-1/2$  dada la fragilidad de la rotura ( $f=k \cdot (d/d_0)^{-0.5}$ ). Además, sugiere que la dimensión de referencia ( $d_0$ ) sea la profundidad de la zona de compresión dado que la rotura por punzonamiento sucede tras el colapso de ésta [6].

Existe bastante discordancia entre investigadores alrededor del efecto tamaño, por lo que existen distintos modelos. A pesar de esto, existe la afirmación generalizada de que el efecto tamaño de forma tiene una importancia relevante, especialmente si se usan hormigones de altas prestaciones y bajo sollicitaciones cortantes. Existen otros estudios al respecto como el de *Lantsoght* [26] o *Gustafsson y Hillerborg* [22].

#### 2.1.4. Influencia de la armadura (Modelo analítico de Ph. *Menétrey*)

*Menétrey* [30] [32] propone un modelo en el que la resistencia a tracción del hormigón a lo largo de la línea de fisuración es el punto clave. En cambio, otros autores se centran en la resistencia de la cáscara troncocónica a compresión.

Según el autor, la resistencia a punzonamiento se puede calcular a partir de la integración de la componente vertical de las tracciones que presenta el hormigón en la superficie cónica de la rotura. Además, tiene en cuenta la contribución vertical de la armadura dispuesta en la conexión losa – columna (armadura longitudinal, a cortante y activa) y que cruza la fisura. En la siguiente figura se pueden ver todas las componentes resistentes:

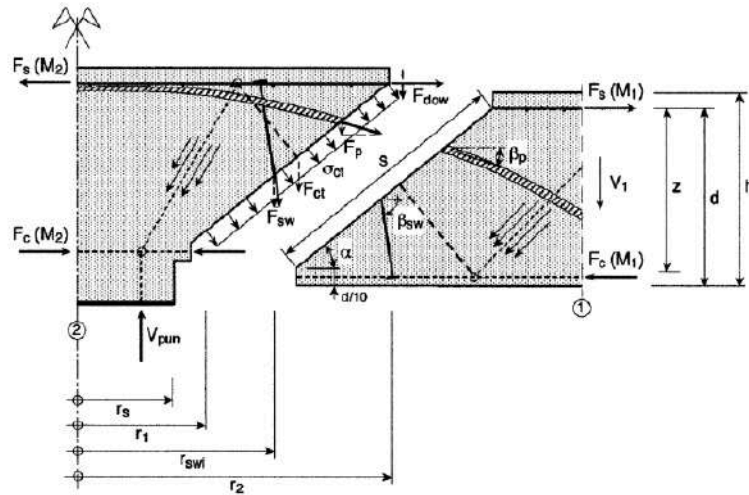


Figura 2.6 Modelo mecánico de Menétrey [32]

$$F_{pun} = F_{ct} + F_{dow} + F_{sw} + F_p \quad (2.4)$$

$F_{ct}$  es la componente de punzonamiento que contempla la resistencia a tracción del hormigón. Ésta se expresa en función de la resistencia a tracción  $f_t$ , de parámetros geométricos ( $r_1$ ,  $r_2$ ,  $r_s$ ), de la cantidad de armadura (implícitamente en función de  $\xi$ ) y de dos parámetros que determinan el efecto tamaño ( $\mu$ ,  $\eta$ ). El primero se calibró numéricamente y el segundo experimentalmente.

El resto de valores que forman la Ecuación 2.4 son el efecto pasador ( $F_{dow}$ ), la contribución de la armadura a cortante ( $F_{sw}$ ) y la contribución de los tendones de postesado ( $F_p$ ). Se puede ver la formulación de forma más detallada en los documentos [30] y [32] de la bibliografía.

Menétrey presenta una comparación entre su modelo propuesto y la base de datos desarrollado por el *fib – Model Code 2010* (grupo de trabajo 4.3). En la siguiente Figura se puede ver la comparativa.

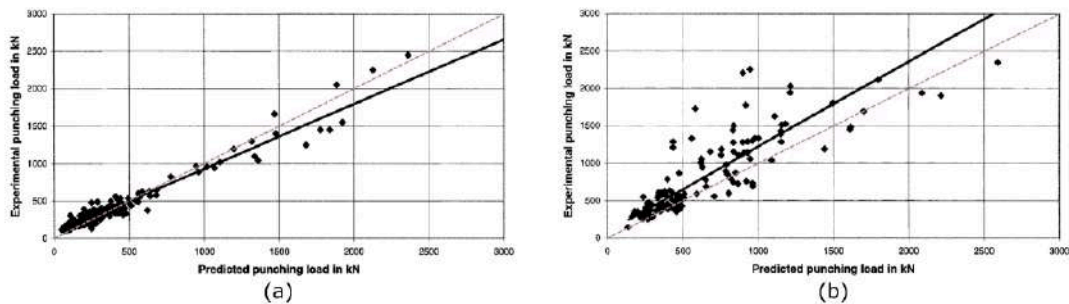


Figura 2.7 Comparativa modelo- ensayos experimentales sin armadura de punzonamiento (a) y con armadura de punzonamiento (b) [32]

A partir de los gráficos se puede ver que, para el caso de roturas sin armadura de punzonamiento, el modelo propuesto presenta buenos resultados. Dado que la recta de la regresión está por debajo del eje con pendiente 1 se queda del lado de la seguridad ya que subestima la resistencia última. Por el otro lado, solamente en los casos de carga muy elevada aparece una diferencia sustancial entre el resultado ideal y el del modelo.

Los resultados propuestos para las losas con armadura a punzonamiento no son tan exactos. Se puede apreciar una dispersión importante y, la recta de regresión con pendiente 1 está ubicado por encima del eje. Es un modelo que sobreestima los resultados a punzonamiento.

A parte del efecto de la armadura de punzonamiento, también estudió la influencia que tenía la armadura tanto longitudinal como concéntrica sobre este tipo de roturas; así como la transición entre una rotura a flexión y a punzonamiento [7]. Tanto *Menétrey* como autores anteriores afirman que se pueden observar tres tipos de rotura en punzonamiento:

- Rotura a flexión de la losa debida a la formación de un mecanismo de líneas de rotura plástica. Las distintas partes de la losa experimentan únicamente rotaciones relativas entre zonas de una misma línea de rotura.
- Rotura a punzonamiento. Se genera el típico cono de rotura del punzonamiento.
- Rotura por mala adhesión hormigón – acero. Este tipo de rotura no es común actualmente ya que la adhesión entre ambos materiales está solucionada.

*Menétrey* realizó diversos ensayos para poder determinar en que caso se producían roturas a flexión y cuándo lo hacían por punzonamiento. Hizo tests sobre losas octogonales de 120 mm de espesor y una luz de 1100 mm. Los resultados que obtuvo se pueden ver en la siguiente Figura:

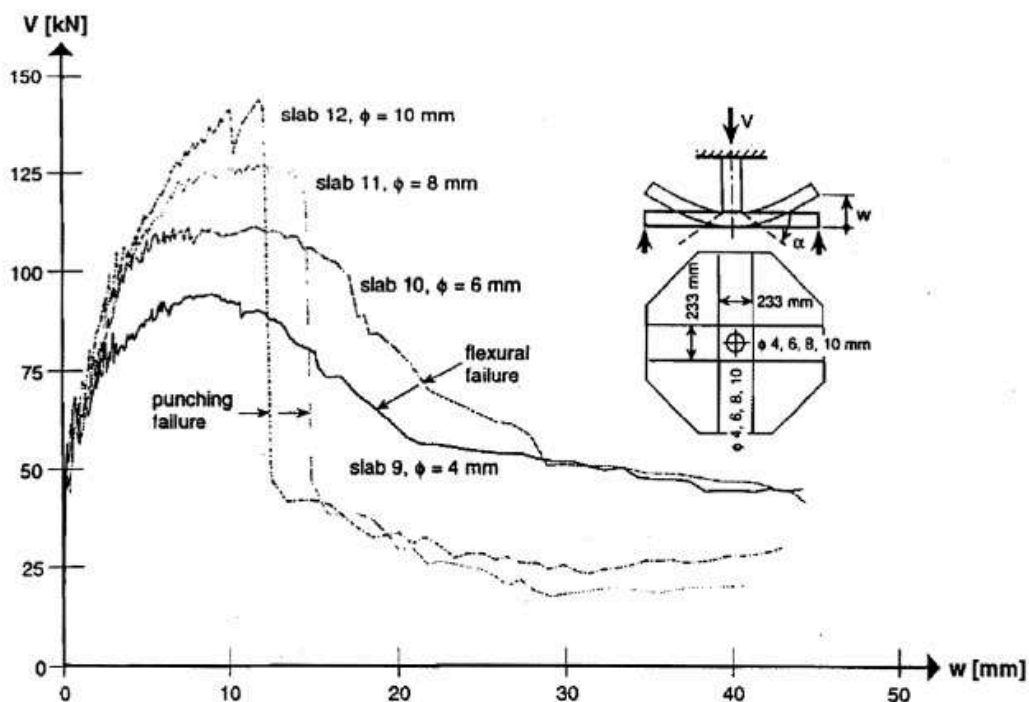


Figura 2.8 Curvas carga – desplazamiento en función del armado [32]

A partir de las distintas curvas se puede afirmar que existe una clara influencia del porcentaje de armado sobre el comportamiento de la losa. Al incrementar el armado, la resistencia última ( $V$ ) es mayor. Aun así, el incremento de diámetro de la armadura hace que se pase de rotura dúctil (a flexión) con barras  $\phi 4 - 6$  mm a una rotura frágil (a punzonamiento). La primera presenta una curva descendente suave después de alcanzar la resistencia última, por lo que se podría llegar a realizar alguna actuación. En cambio, en el segundo caso, el descenso es repentino produciendo resultados fatales; la resistencia de la losa disminuye más de un 50% de repente. Esto indica lo peligrosas que son las roturas frágiles tal como se había comentado anteriormente comparadas con las roturas a flexión.

Por otro lado, *Menétrey* analizó la influencia de la geometría del cono de rotura y la vinculó a una transición entre la rotura a flexión y a punzonamiento. Para ello realizó ensayos con armaduras concéntricas de distintos diámetros. De este modo forzaba el cono de rotura a una geometría específica. El autor identificó que el parámetro clave era el ángulo que forma la fisura y la resistencia última [32]. En la siguiente imagen se pueden ver conos de punzonamiento con distintos ángulos:



Figura 2.9 Conos de punzonamiento con rotura a  $\alpha = 30^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $60^\circ$  [32]

En la siguiente figura se puede ver los resultados que obtuvo de estos ensayos:

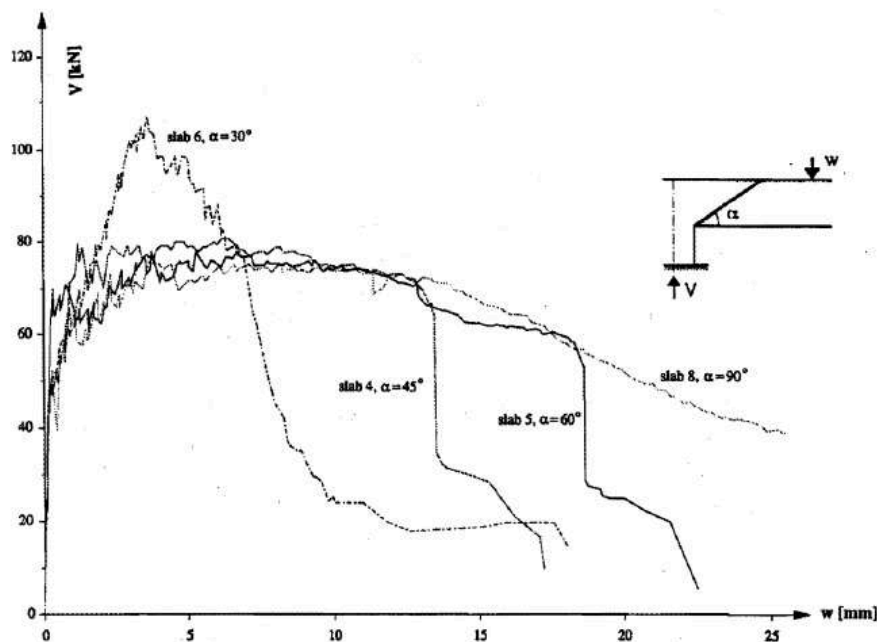


Figura 2.10 Curvas carga – desplazamiento en función del ángulo de fisuración del cono de punzonamiento [7]



A partir de las curvas se puede concluir que, con el incremento del ángulo de la fisura aumenta la ductilidad de la losa. Esto implica que, en función del ángulo de fisuración también se puede obtener una rotura más frágil o más dúctil [32].

A partir de sus estudios, *Menétrey* propuso una expresión analítica para parametrizar dicho fenómeno geométrico:

$$F_{fallo} = F_{pun} + (F_{flex} - F_{pun}) \cdot \left[ \sin \left( \frac{\pi}{\pi - 2\alpha_0} \cdot (\alpha - \alpha_0) \right) \right]^{1/2} \quad (2.5)$$

Donde:

- $\alpha_0$  es el ángulo de fisura asociado a una rotura a punzonamiento “pura”

### 2.1.5. Critical Shear Crack Theory (Modelo de *Muttoni*)

*Muttoni* ofrece la base teórica del cálculo a punzonamiento presentado en el reciente *fib – Model Code 2010* [18].

Este modelo se basa en un criterio de rotura que sostiene que la resistencia a punzonamiento se reduce al aumentar la rotación última de la losa. Esta reducción se debe a la disminución de la resistencia a cortante al aparecer la fisura debida, a su vez, al cortante que se propaga a través de una biela de hormigón [36]. Este comportamiento ya había sido mencionado por otros autores en el pasado (*Kinnunen* y *Nylander*, *Broms*, etc.) y se puede ver en la Figura 2.11(b).

*Muttoni* afirma que dicha afirmación se sustenta en el hecho de que las deformaciones radiales a compresión se relajan volviéndose cero en el la conexión losa – columna tras alcanzar un cierto nivel de carga e incluso se detectan tracciones justo antes de la rotura por punzonamiento [36]. Esto se puede explicar a partir del desarrollo de una biela en forma de codo y un tirante en la parte inferior de la losa, tal como se puede ver en la Figura 2.11(c). Además, ensayos realizados previamente a los realizados por *Muttoni* confirman que la fisura a cortante tiene un papel crítico. Estos ensayos se realizaron con anillos concéntricos de armadura en el borde de la losa y en zonas próximas a la crítica para desarrollar únicamente fisuras radiales. Se demostró que, en el caso con armadura concéntrica adicional, dicha armadura inicia de forma prematura la fisuración, reduciendo la capacidad última de la losa [31].

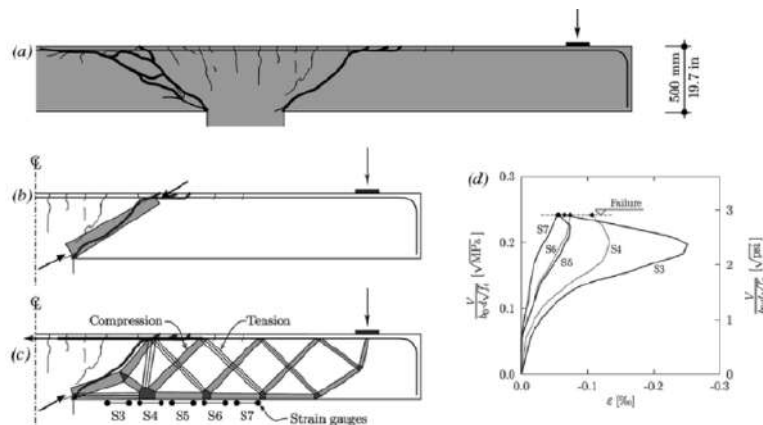


Figura 2.11 Modelo analítico de *Muttoni* [36]



El autor propone la relación resistencia a punzonamiento – giro de la losa como parámetro clave para medir las deformaciones. Este parámetro sigue la idea presentada por *Muttoni* y *Schwartz* [35] en la que se propone que el ancho de la fisura crítica (clave en el desarrollo del punzonamiento según *Muttoni*) es proporcional a  $\psi \cdot d$ , siendo el primero el giro de la losa y el segundo su espesor. Esta propuesta conduce a un criterio de rotura a punzonamiento semiempírico presentado por primera vez en 1991. Si se considera el efecto de la interacción mecánica de los áridos, es decir, el efecto de la rugosidad de la fisura que proponen *Walaven* y *Vecchio* y *Collins*, se puede obtener una reformulación del criterio inicial obteniendo:

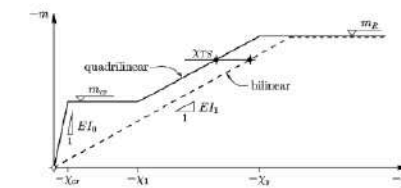
$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.6)$$

Donde:

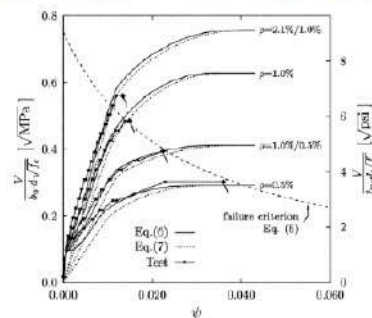
- $d_{g0}$  es el tamaño de referencia (16 mm)
- $d_g$  es el tamaño máximo del árido en la dosificación

*Muttoni* afirma que la rotura a punzonamiento ocurrirá en la intersección de la función  $V_R(\psi)$  de la Ecuación 2.6 con la curva Carga – Giro ( $V - \psi$ ) que desarrolla una losa bajo punzonamiento [36]. Para un caso genérico de carga y de condiciones de contorno, la relación entre el giro y la carga aplicada se puede obtener mediante simulaciones numéricas no-lineales del comportamiento de la losa a flexión. Si se tiene axi-simetría, la relación Momento – Curvatura es directa si se considera la redistribución de momentos y el incremento en la resistencia a punzonamiento debido al confinamiento del hormigón.

En la siguiente Figura se pueden ver las relaciones que propone *Muttoni* del Momento – Curvatura de una losa a flexión. La primera es una recta cuadrilineal y la segunda una bilineal. La primera tiene en cuenta los fenómenos de redistribución y plastificación del acero y la segunda es una simplificación en la que no se considera la resistencia a tracción del hormigón o el endurecimiento. Esta curva fue presentada anteriormente por autores como *Kinnunen* y *Nylander*.



(a) Curvas momento-curvatura cuadrilineal y bi-lineal [14].



(b) Comparación de ensayos realizados por *Kinnunen* y *Nylander* frente al criterio de rotura (Ec.(2.6) equivalente a *failure criterion* Eq.(5)) y las expresiones de Carga-Giro mostradas como Eq.(6) para la ley momento-curvatura cuadrilineal y Eq.(7) para la ley bi-lineal [14].

Figura 2.12 Predicción de la rotura a punzonamiento de *Muttoni*

Si se aplica una de las dos leyes de la Figura 2.12(a) sobre la formulación propuesta por *Muttoni*, se obtienen las curvas de la Figura 2.12(b). En referencia a la última figura mencionada, la curva de la Ec. 2.6 corresponde a la aplicación en la formulación de la ley cuadrilineal, mientras que la curva de la Ec. 2.7 pertenece a la aplicación en la formulación de la ley bilineal.

Se puede observar que las aproximaciones para el caso de una ley cuadrilineal son buenas presentando una intersección con el criterio de rotura muy cercanas a la rotura real. En el caso de tener un alto grado de armado, por lo que la rotura es por punzonamiento, la intersección entre la relación Carga – Giro y el criterio de rotura, usando la ley bilineal de Momento – Curvatura también presenta buenos resultados. No es así en el caso de losas con menos cuantía de armado.

*Muttoni* [36] presenta una formulación para la obtención de la relación Carga – Giro y la ley Momento – Curvatura relativamente compleja para ser usado como normativa y aplicarlo en el día a día. Debido a ello, el autor propone una formulación y un procedimiento más sencillo para su uso en el diseño y formulación, aunque usando el mismo principio.

$$\psi = 0.33 \cdot \frac{L}{d} \cdot \frac{f}{E} \cdot \left( \frac{V_d}{8m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (2.7)$$

$$\frac{V_{Rd}}{b_0 d \sqrt{f'_c}} = \frac{2}{3\gamma_c} \cdot \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi d}{d_{g0}} + d_g} \quad (2.8)$$

Estas ecuaciones propuestas por *Muttoni* sirven para predecir, de forma simplificada, la resistencia última de una losa a punzonamiento. Se debe imponer  $V_d = V_{Rd}$  y encontrar de forma iterativa el giro ( $\psi$ ). Como verificación simplificada propone encontrar el giro en la Ec. 2.7 imponiendo la carga de diseño factorizada ( $V_d$ ). Posteriormente, imponer dicho giro en la Ec. 2.8 y deducir  $V_{Rd}$ . Si el valor de  $V_{Rd}$  (punto B de la Figura 2.13) es menor que  $V_d$ , se deduce que el diseño es seguro.

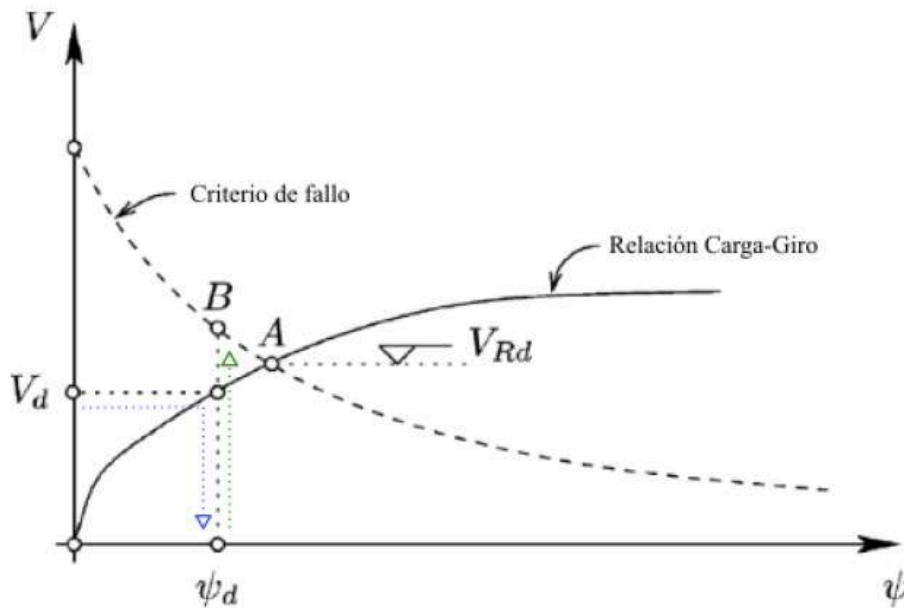


Figura 2.13 Verificación a punzonamiento de *Muttoni* [36]

### 2.1.6. Compression Chord Capacity Model, CCCM (Modelo de Marí et al.)

Marí et al. [29] presentan un nuevo modelo analítico capaz de deducir la capacidad última a punzonamiento de losas de hormigón con y sin armadura de cortante. También explica de manera consistente la fenomenología del problema y provee de base física algunos de los parámetros usados en los códigos.

Existen modelos e incluso normativas que se basan en expresiones empíricas ajustadas basadas en ensayos, pero sin capturar la física del problema ni ser capaces de generalizarla. Debido a ello, los autores del CCCM proponen un modelo mecánico simple que permite la predicción de la resistencia última a punzonamiento, tanto para losas con armadura específica a cortante como losas sin ella.

Marí et al. plantean la rotura a punzonamiento a partir del equilibrio de fuerzas en la zona encerrada por la fisura crítica. Dicha fisura es una fisura de flexión que penetra en la cabeza comprimida de hormigón a la altura de lo que se ha llamado sección crítica cuando se alcanza determinado nivel de carga.

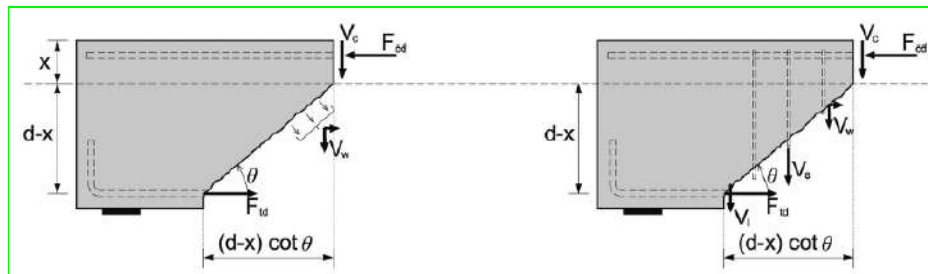


Figura 2.14 Equilibrio de fuerzas

El modelo presentado en el documento [29] de la bibliografía se basa en un modelo introducido anteriormente por los mismos autores [28] y [8] llamado *Compression Chord Capacity Model*, en el que se determina la resistencia a cortante en vigas de hormigón armado, con y sin armadura de cortante, planteando el equilibrio de fuerzas en la zona encerrada por la fisura crítica, utilizando como criterio de rotura la *envolvente de Kupfer*. Si se plantea el equilibrio de los diferentes mecanismos resistentes y asumiendo una distribución parabólica de las tensiones tangenciales en la cabeza comprimida, se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$V_u = (V_c + V_w + V_l) + V_s = f_{ctm} b d (v_c + v_w + v_l + v_s) \quad (2.9)$$

$$v_c = \frac{V_c}{f_{ctm} b d} = 0.682 \cdot \frac{x}{d} \cdot \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{\sigma_1^2}} \quad (2.10)$$

Donde:

- $v_c$  es la resistencia adimensional a constante
- 

En el caso de tener losas de hormigón armado con la armadura sin plastificar previamente a la rotura, la resistencia a punzonamiento se puede definir como:

$$V_{cu} = V_c + V_w \quad (2.11)$$

Donde:

- $V_c$  considera la resistencia a compresión – cortante de la zona comprimida de la losa.
- $V_w$  considera la resistencia a cortante del hormigón transferida a lo largo de la fisura inicial.

Se deberán tener en cuenta las características de la rotura a punzonamiento para poder calcular correctamente la componente  $V_c$ .

#### - Posición de la fisura crítica

*Mari et al.* definen  $s_{crit}$  como la distancia desde el perímetro donde la fisura principal entra en contacto con la zona comprimida del hormigón (*perímetro crítico*) hasta el paramento de la columna:

$$s_{crit} = x \cdot \cot\theta = s_{crack} \cdot \frac{x}{d} \quad (2.12)$$

Donde:

- $s_{crack}$  es el perímetro referente al inicio de la fisura.
- $\theta$  es el ángulo que forma la fisura con la horizontal.

También se puede tomar el momento de fisuración radial por unidad de ancho,  $m_{crack}$ , y obtener, a partir de él, el radio donde la fisuración se inicia. Se puede obtener dicho momento de la teoría de la elasticidad imponiendo igualdad de momentos:

$$m_r(r) = \frac{V}{4\pi} (1 + \nu) \ln\left(\frac{r_0}{r}\right) = m_{crack} \rightarrow r = r_0 \cdot e^{-10.5 \cdot m_{crack} / V_{Ed}} \quad (2.13)$$

Donde:

- $V$  es la carga aplicada.
- $\nu$  es el coeficiente de Poisson (0.2).
- $r$  es la distancia desde el centro de la columna a los puntos de momento cero
- $r_0$  es la distancia desde el centro de la columna hasta el punto en el que se está analizando el momento.

Si se reescriben las ecuaciones 2.12 y 2.13 se encuentra:

$$\frac{s_{crit}}{d} = \frac{s_{crack}}{d} \frac{x}{d} = \frac{r_{col}}{d} \left( \frac{r}{r_{col}} - 1 \right) \frac{x}{d} = \frac{r_{col}}{d} \left( \frac{r}{r_{col}} e^{-10.5 \cdot m_{crack} / V_{Ed}} - 1 \right) \frac{x}{d} \quad (2.14)$$

$$\text{con } \frac{s_{crack}}{d} = \cot\theta \leq 2.5$$

Esta última ecuación no es útil para diseñar, por lo que los autores de [29] sugieren que la distancia al perímetro crítico puede simplificarse como  $s_{crit} = 0.5d$ , de igual modo que las normativas *ACI* y *Model Codi 2010*. *Mari et al.* compararon dicha simplificación con resultados obtenidos de ensayos y la Ecuación 2.13, usando como parámetros a introducir  $V_{Ed}$  con ratios de armado  $\rho < 2\%$  y evaluando

$s_{crit}/d$ . Estas comparaciones llevaron a resultados de  $s_{crit} \in (0.4d, 0.7d)$ . Dado que las losas que fueron ensayadas contenían un nivel de armado longitudinal grande,  $s_{crit} = 0.5d$  es un valor razonable.

En la siguiente Figura se puede ver la posición del perímetro crítico y de fisuración, así como la ley de momentos considerada de forma esquemática.

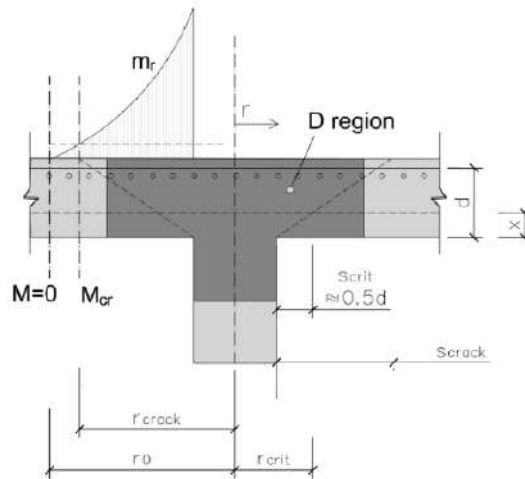


Figura 2.15 Representación de los parámetros usados [29]

#### - Efecto multiaxial en la zona comprimida

Los autores afirman que la resistencia del hormigón incrementa al estar sometido a un estado multiaxial en la zona comprimida. Esto es debido a que, en esta zona, aparecen tensiones de compresión en varias direcciones. Esto mismo ha sido sugerido en otras publicaciones de la literatura. Tal como se indica en [29], no existe un estado triaxial de compresión ya que en el hormigón también aparecen tensiones cortantes. Estas tensiones llevan tracciones en una de las direcciones principales.

*Mari et al.* proponen que dicho estado multiaxial se debe a compresiones radiales ( $\sigma_r$ ), compresiones tangenciales ( $\sigma_\phi$ ) y compresiones verticales ( $\sigma_v$ ) acompañadas por tensiones tangenciales ( $\tau$ ) en el plano de las tensiones radiales tal como se puede ver en la siguiente figura.

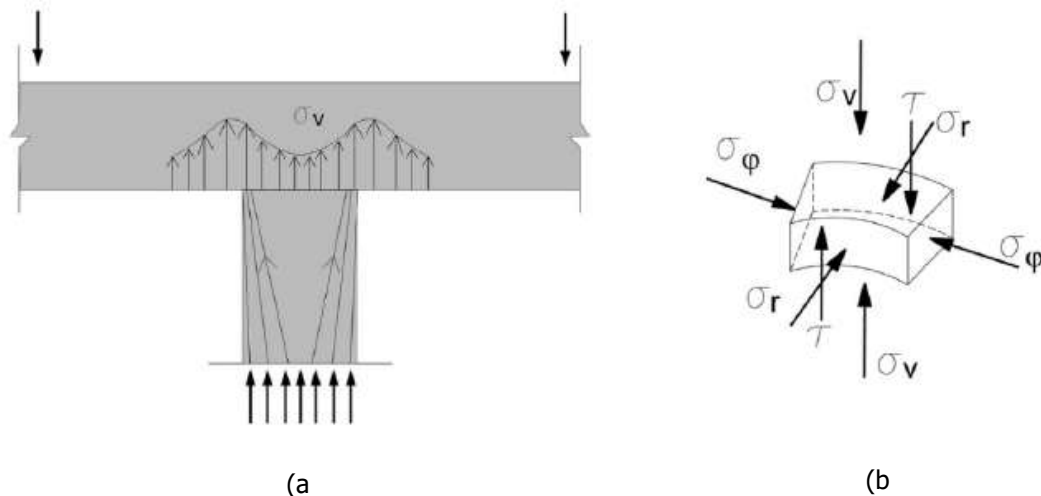


Figura 2.16 Sección conexión losa - columna (a) y detalle del estado tensional de la zona (b)

La novedad de esta publicación es que se sugiere, a diferencia de otros autores, que existen unas tensiones verticales ( $\sigma_v$ ) que generan confinamiento al hormigón explícitamente en las zonas colindantes a la columna. Debido a ello, es necesario cuantificar su valor y ver cómo se distribuyen entre la columna y la losa.

Después de realizar diversos estudios numéricos, ya que no existe información experimental al respecto, los autores afirman que existe una distribución no uniforme de tensiones verticales, cuyo máximo está entre los paramentos de las columnas y el perímetro crítico. Estos valores oscilan entre 1.25 y 1.5 veces la tensión media vertical e la zona de la conexión. Si se toma como valor  $\alpha=1.25$ , las tensiones verticales se pueden calcular como:

$$\frac{\sigma_v}{f_{ct}} = \frac{\alpha V}{f_{ct} \pi r_{crit}^2} = \frac{\alpha v}{r_{crit}/d} \cong \frac{2.5v}{r_{crit}/d} \quad (2.15)$$

Donde:

- $v = V/(u_{crit} \cdot d \cdot f_{ct})$  es la resistencia a cortante adimensional del hormigón.

Además, las tensiones tangenciales también generan confinamiento en el hormigón ( $\sigma_\phi$ ). Considerando éstas y las tensiones verticales que confinan el hormigón en el plano vertical tangencial, se incrementa la resistencia a compresión en la dirección radial del hormigón. En el documento [29] se asume una participación equitativa entre ambas tensiones para el confinamiento.

En el documento, los autores proponen utilizar la *envolvente de fallo de Kupffer* modificada para poder incorporar en el modelo el efecto del confinamiento por parte de las tensiones verticales y tangenciales. De este modo, se puede saltar de tensiones en los tres ejes principales a un estado biaxial, donde trabaja la envolvente de fallo propuesta. Así, se sustituye en la envolvente la resistencia del hormigón no confinada ( $f_c$ ) por la resistencia confinada ( $f_{cc}$ ), incrementando la resistencia a cortante del hormigón. En la siguiente figura se puede ver el paso de un estado triaxial a un estado biaxial considerando el confinamiento.

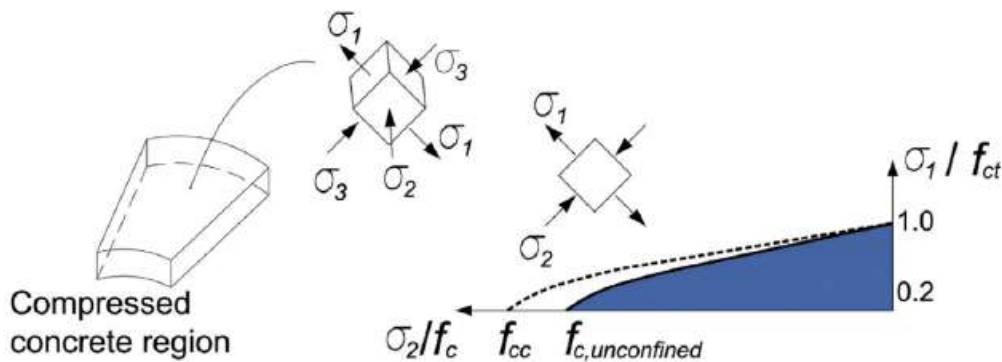


Figura 2.17 Estado de tensiones principales y envolvente de Kupffer biaxial modificada [29]

Para calcular el incremento en la resistencia gracias al confinamiento *Mari et al.* siguen la expresión del Eurocodigo 2 (EN 1992-1-1) que se puede ver en la siguiente ecuación:

$$f_{cc} = f_c \left( 1.125 + 2.5 \frac{\sigma_{cc}}{f_c} \right) \text{ si } \frac{\sigma_{cc}}{f_c} \geq 0.05 \quad (2.16)$$

$$\sigma_{cc} = 0.5(\sigma_\varphi + \sigma_v) \quad (2.17)$$

Donde:

- $\sigma_{cc}$  es la tensión de confinamiento, conformada a partes iguales por la tensión tangencial y la tensión vertical.

Suponiendo que las tensiones tangenciales sean proporcionales a las radiales, el problema se simplifica. Esta suposición es válida en el caso de que aparezca fisuración radial y tangencial y que la distribución de armadura sea equitativa entre direcciones ortogonales ( $\rho_x \approx \rho_y$ ).

Se puede obtener la relación entre tensiones mediante la relación entre momentos (por unidad de ancho) tangenciales y radiales. Dicha relación se puede tomar, de forma conservativa, como  $m_\varphi/m_r = 1.5$ . Si se aplica la relación propuesta a la Ecuación 2.17 se obtiene:

$$\sigma_{cc} = 0.5(1.5\sigma_r + \sigma_v) \quad (2.18)$$

- [Obtención de la resistencia a punzonamiento con armaduras longitudinales no plastificadas](#)

Si se realiza el equilibrio de una cuña de hormigón a la que se asume un comportamiento lineal en la zona no fisurada, puede obtenerse la tensión radial. Esta es necesaria para obtener la resistencia a cortante ( $V_c$ ) (Ec. 2.10). Esta ecuación es simplemente la integración en el espesor del hormigón de la resistencia a cortante ( $\tau$ ), en función de la tensión principal y las tensiones normales (horizontal y vertical) incluyendo distintos coeficientes. En la siguiente figura se puede ver el equilibrio que se asume, considerando la resistencia a cortante del hormigón ( $V_c$ ) y los esfuerzos transmitidos por la fisura ( $V_w$ ). A partir de ésta se pueden obtener las expresiones de equilibrio que se pueden ver en el documento [29] de la bibliografía y, finalmente, la expresión referente a la compresión radial:

$$\sigma_r(\lambda) = \frac{2\lambda C}{xz} = \frac{2\lambda \left( m_{crack} \frac{r_{crack}}{r_{crit}} + V_c \beta d + V_w \beta_w d (\tan \theta + \cot \theta) \right)}{x(d - \frac{x}{3})} \quad (2.19)$$

Donde:

- $\lambda$  es la posición de la carga C respecto al eje neutro.  $\lambda = 0.425x$ .
- $\beta d$  es la proyección horizontal de la fisura crítica.  $\beta d = 0.5d(d - x)/x$  siendo  $x$  la profundidad del eje neutro.
- $\beta_w d$  es el punto de aplicación de  $V_w$ .

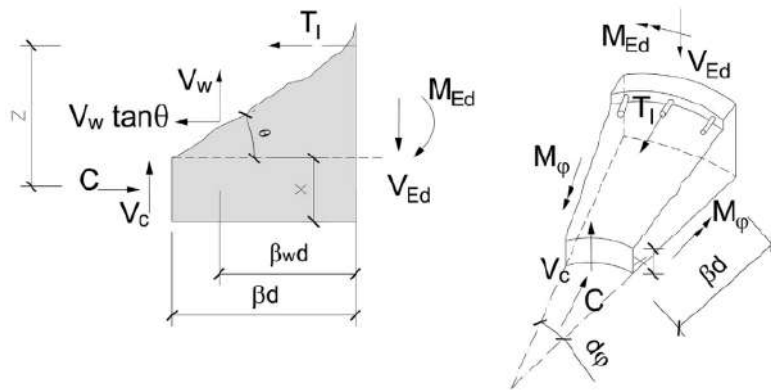


Figura 2.18 Equilibrio de fuerzas en una cuña de hormigón por debajo de la fisura

Una vez se conoce la tensión radial, se puede desarrollar la formulación para la resistencia a cortante. Se puede encontrar este valor a partir de la Ec. 2.10 reemplazando el ancho de la viga ( $b$ ) por el perímetro crítico ( $u_{crit}$ ) y la tensión ( $\sigma_x$ ) por la tensión radial ( $\sigma_r$ ) e incorporando las Ecuaciones 2.14, 2.18 y 2.19 de forma iterativa. Se debe resolver de forma iterativa ya que la tensión principal  $\sigma_1$  no se conoce a priori dado que depende de  $\tau$ .

Los autores destacan que la solución es linealmente dependiente de la profundidad relativa del eje neutro ( $x/d$ ), de la resistencia a tracción del hormigón, de la profundidad de la losa y de las dimensiones de la columna (mediante  $u_{crit}$ ). *Mari et al.* proponen una expresión simplificada que muestra dicha linealidad (Ec. 2.20).

Por otro lado, el valor de  $V_w$  según [29] es relativamente pequeño en comparación con  $V_c$ . Debido a este hecho, se asumen valores estándar del hormigón para definir  $V_w$ , lo que resulta en un valor mínimo:

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ctm} \cdot u_{crit} \cdot d} = 0.05 \quad (2.20)$$

Finalmente se obtiene la resistencia a punzonamiento para losas sin armadura a cortante:

$$V_{cu} = V_c + V_w = \xi \cdot \left( 1.125 \cdot \frac{x}{d} + 0.425 \right) \cdot f_{ctm} \cdot u_{crit} \cdot d \quad (2.21)$$

Donde:

- $\xi$  es el factor de tamaño definido como  $\left[ 2 \left( \frac{d}{a} \right)^{0.2} \right] / \sqrt{1 + \frac{d_0}{200}} \leq 0.45$ .
- $f_{ctm}$  es la resistencia a tracción media del hormigón.
- $u_{crit}$  es el perímetro crítico situado a una distancia de la columna  $s_{crit} = 0.5d$ .



Para el cálculo de  $x/d$  se necesita conocer la cuantía geométrica de armadura ( $\rho$ ). De igual modo que en el Eurocódigo 2, los autores toman para el cálculo de  $\rho$  un ancho efectivo igual al ancho de la columna más  $3d$  a lado y lado de la carga concentrada y en ambas direcciones de armado ortogonales.

Dado que las losas tienen menor canto y cuantía geométrica en comparación a las losas, la proporción de cortante transferido a lo largo de la fisura es mayor en las losas. Debido a esto, los autores del modelo proponen la verificación de una resistencia a punzonamiento mínima:

$$V_{cu,min} = \left[ \xi \cdot (1.125k_c + 0.375) + \frac{10}{d_0} \right] \cdot f_{ctm} \cdot u_{crit} \cdot d \quad (2.22)$$

Donde:

- $k_c = x/d \leq 0.2$ .
- $d_0$  es el mínimo entre la profundidad específica ( $d$ ) y 100 mm.

## 2.2. Normativa actual

En el presente apartado se realizará una revisión de cómo considera la normativa actual que se deben diseñar losas frente a punzonamiento. En España se puede usar tanto la norma EHE-08 [9] como el Eurocódigo correspondiente (EN 1992-1-1) [13]. También se analizará como trata el mismo tema la normativa americana ACI [3].

En términos generales, las expresiones usadas en prácticamente todos los códigos estructurales se han obtenido y ajustado a partir de datos experimentales. Este hecho es el que ha motivado a distintos autores como *Mari et al.* o *Muttoni* a desarrollar formulación con base no empírica. Su intención era usar esta formulación para diseñar, mediante expresiones sencillas, que reprodujeran la realidad.

### 2.2.1. EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural

En la EHE-08 se comprueba la resistencia frente a fuerzas puntuales usando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada. En la siguiente figura se puede ver como determinar dicha área crítica.

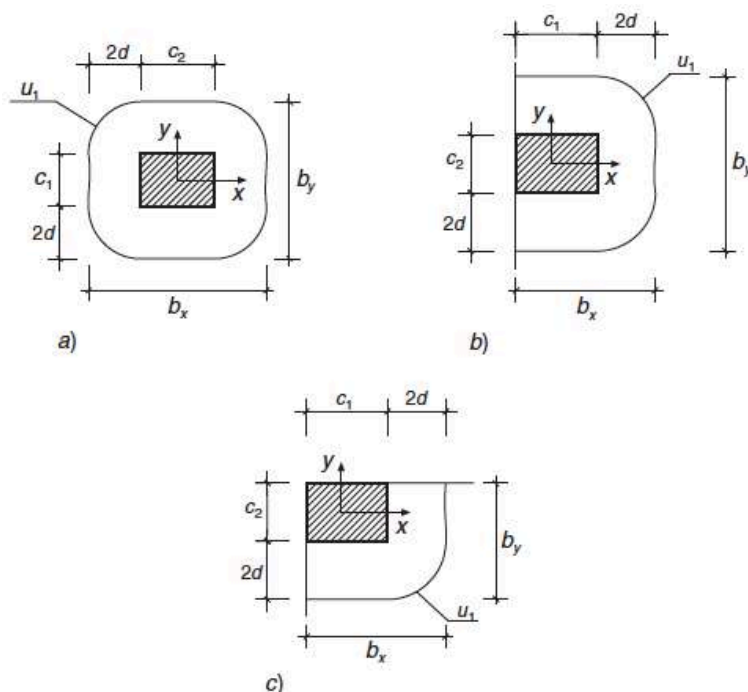


Figura 2.19 Definición del perímetro crítico [9]

También se puede calcular el perímetro crítico en el caso de existir aberturas, huecos o aligeramientos situados a una distancia menor a  $6d$ . En la normativa se detalla el procedimiento de cálculo.

No será necesaria armadura de punzonamiento si:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad (2.23)$$

El primer término es la tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico y el segundo la tensión máxima resistente en el perímetro crítico. Se puede calcular el primero como:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ed}}{u_1 d} \quad (2.24)$$

Donde:

- $F_{sd,ed}$  es el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y soporte.
- $u_1$  es el perímetro crítico.
- $d$  es el canto útil de la losa.

El segundo término se puede calcular como:

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0.1 \sigma'_{cd} \geq \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0.1 \sigma'_{cd} \quad (2.25)$$

Donde:

- $f_{cv}$  es la resistencia efectiva del hormigón a cortante en MPa.
- $\rho_l$  es la cuantía geométrica de armadura longitudinal principal de tracción de la losa, incluida la armadura activa si es adherente.
- $\sigma'_{cd}$  es la tensión axial medida en la superficie crítica de comprobación (compresión positiva).

En el caso de existir armadura de punzonamiento, se dispondrán estribos verticales o barras levantadas un ángulo  $\alpha$ , que se calculará para que se satisfaga la siguiente ecuación:

$$\tau_{sd} \leq 0.75 \tau_{rd} + 1.5 \frac{A_{sw} f_{y\alpha,d} \sin \alpha}{s \cdot u_1} \quad (2.26)$$

Donde:

- $A_{sw}$  es el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte del área cargada en mm<sup>2</sup>.
- $f_{y\alpha,d}$  es la resistencia de cálculo de la armadura en MPa.
- $s$  es la distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura en mm.

### 2.2.2. EN1992-1-1. Eurocódigo 2: *Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*

Esta normativa propone la comprobación en estado límite último (ELU) de la resistencia a punzonamiento mediante la verificación de la siguiente desigualdad:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (2.27)$$

Ésta debe cumplirse tanto en el perímetro de la columna como a una distancia determinada sobre la cual se define el perímetro crítico ( $u_1$ ). Además, en el caso de ser necesario usar armadura específica a cortante, se debe verificar también un tercer perímetro exterior  $u_{out,ef}$ . Aun así, en este código se presenta únicamente la verificación de losas planas sin armadura de cortante, por lo que el perímetro crítico exterior no es necesario.

El primer parámetro de la Ecuación 2.23 es la tensión a cortante de diseño debido a la carga puntual aplicada y el segundo, la resistencia a punzonamiento alrededor del perímetro oportuno.

En la siguiente figura se define el perímetro crítico. Éste tiene el mismo valor que en la EHE-08.

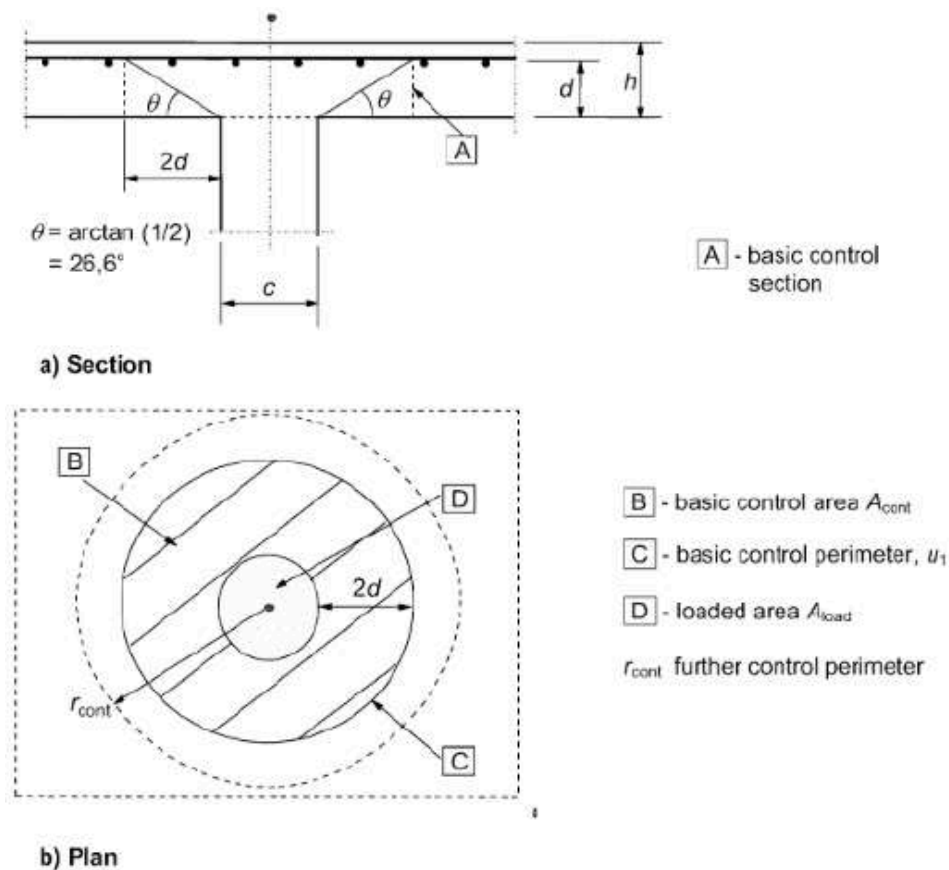


Figura 2.20 Definición del perímetro crítico [13]

En la normativa se detalla cómo calcular el perímetro crítico en caso de tener una geometría distinta de columna o hueco. También considera cómo debe llevarse a cabo la verificación en el caso de tener la carga concentrada cerca de un canto o una esquina de la losa.

Para el cálculo de las tensiones cortantes de diseño se define:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (2.28)$$

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1}$$

Donde:

- $\beta$  es el parámetro que tiene en cuenta excentricidades en la carga (punto 3-6 de la sección 6.4.3 del EC2).
- $V_{Ed}$  es la carga puntual o reacción sobre la losa.
- $u_i$  es el perímetro crítico considerado.

La resistencia a cortante que presenta la losa sin armadura de cortante se puede calcular como:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (2.29)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.30)$$

Donde:

- $C_{Rd,c}$  es un coeficiente de valor  $0.18/\gamma_c$ .
- $k$  es el parámetro que contempla el efecto tamaño que se puede calcular como  $1 + \sqrt{200/d} \leq 2$  con  $d$  en mm.
- $\rho_l$  es la cuantía geométrica ponderada entre direcciones ortogonales que se puede calcular como  $\sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0.02$ .  $\rho_x$  y  $\rho_y$  son las cuantías geométricas en cada una de las dos direcciones de armado, considerando un ancho eficaz de la losa  $b_{eff} = c + 6d$ .
- $f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón en MPa.
- $k_1$  es un coeficiente de valor 0.1.
- $\sigma_{cp} = (\sigma_x + \sigma_y)/2$  es la tensión en el plano de la losa promediada en ambas direcciones (compresión positiva).

Se puede ver que este cálculo es equivalente tanto en el Eurocódigo 2 como en la EHE-08.

El código presenta ecuaciones para el cálculo de la resistencia a cortante de la losa en caso de tener armadura de cortante.

En el apartado 9.3.4 de la normativa mencionada se detalla cómo diseñar el armado de refuerzo a punzonamiento. En la siguiente figura se puede ver cómo determinar el espaciado entre barras:

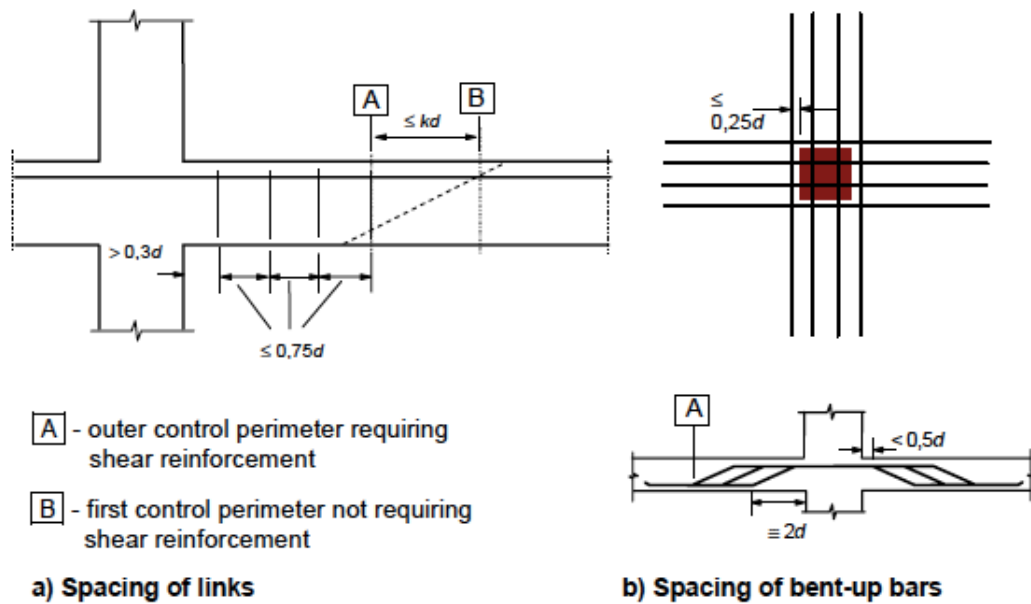


Figura 2.21 Espacio entre barras de armado de punzonamiento [13]

El área de armado necesario se puede calcular como:

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck} / f_{yk}} \quad (2.31)$$

Donde:

- $\alpha$  es el ángulo que forman el acero de cortante y la armadura principal.
- $s_r$  es la distancia de las barras de acero en dirección radial.
- $s_t$  es la distancia de las barras de acero en dirección tangencial.
- $f_{ck}$  es la resistencia característica del hormigón en MPa.

### 2.2.3. ACI Standard – Building Code Requirements for Structural Concrete – ACI 318M-14

Esta normativa define la resistencia a punzonamiento en losas bidireccionales a partir de la resistencia nominal a cortante. En el caso de losas sin armadura a cortante:

$$v_n = v_c \quad (2.32)$$

La Resistencia a punzonamiento se define de forma análoga al Eurocódigo 2, sobre una región crítica definida a partir de la profundidad del hormigón ( $d$ ) y del perímetro crítico ( $b_0$ ). A diferencia de las normativas que se usan en España, la normativa americana determina que el perímetro crítico debe ser, como mínimo,  $d/2$  de los bordes de la columna, capiteles o ábacos, pudiendo ser éste mayor.

En el caso de losas planas de canto constante sin armadura de cortante es suficiente verificar el punzonamiento en una única sección. La resistencia nominal a cortante se define como el mínimo de las siguientes expresiones.

$$v_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.33)$$

$$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.34)$$

$$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.35)$$

Donde:

- $\lambda$  es el parámetro que considera la densidad del hormigón.
- $f'_c$  es la resistencia a compresión del hormigón en MPa. Se limita su valor a  $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$ .
- $\beta$  es la ratio entre las longitudes mayor y menor de la superficie cargada calculado como  $a_n/b_n$ .
- $\alpha_s$  es el parámetro que considera la posición de la columna. En el caso de que sea interior tiene valor 40, si es perimetral, 30 y en la esquina, 20.
- $b_0$  es el perímetro crítico.

## 2.3. Efecto de las tracciones en la resistencia a punzonamiento

Marí *et al.* en [27] desarrollaron el *Compression Cord Capacity Model (CCCM)* presentando algunas modificaciones respecto al modelo inicial (para vigas), presentado en la Sección 2.1.6 para incluir el efecto de cargas de tracción que modifican la resistencia a cortante de las losas. Identificaron las diferencias entre los esfuerzos de cortante y de punzonamiento para dar ecuaciones precisas y simples de diseño frente a punzonamiento. Este modelo provee de sentido físico a algunos parámetros usados para el diseño como la posición del perímetro crítico, entre otros.

### 2.3.1. Formulación analítica

Los autores del CCCM sugirieron formulaciones complementarias para poder considerar el efecto de esfuerzos axiales en vigas [27]. Dicha expresión modifica la profundidad del eje neutro:

$$\frac{x}{d} = \frac{x_0}{d} \left( 1 - 0.1 \frac{T_d}{M} \right) = \frac{x_0}{d} \left( 1 - 0.1 \frac{t_d}{m} \right) \quad (2.36)$$

Donde:

- $t_d$  es la tracción en el plano de la losa en la sección transversal analizada por metro lineal de losa.
- $m$  es el momento por metro lineal de losa en la sección transversal analizada.

Estos parámetros se pueden calcular como:

$$t = \frac{T}{b} = \frac{T}{T_{crit}} \frac{T_{crit}}{b} = \frac{T}{T_{crit}} \frac{f \cdot b \cdot d}{b} = \frac{T}{T_{crit}} f_{ct} \cdot d \quad (2.37)$$

$$m = m_{cr} = \frac{f_{ct} h^2}{6} = \frac{f_{ct} d^2}{6} \left( \frac{h}{d} \right)^2 \approx 0.2 f_{ct} d^2 \quad (2.38)$$

Si se asume la relación  $h/d=1.1$  y se reformula la Ec. 2.36 usando las ecuaciones 2.37 y 2.38, se puede escribir la profundidad relativa del eje neutro como:

$$\frac{x}{d} = \frac{x_0}{d} \left( 1 - 0.5 \frac{T}{T_{cr}} \right) \quad (2.39)$$



Se puede añadir a las ecuaciones de equilibrio presentadas en la Sección 2.1.6 para losas planas el efecto de la tracción en el plano de la losa. En la siguiente figura se representa el equilibrio de fuerzas en una cuña de hormigón limitada por fisuras radiales y tangenciales.

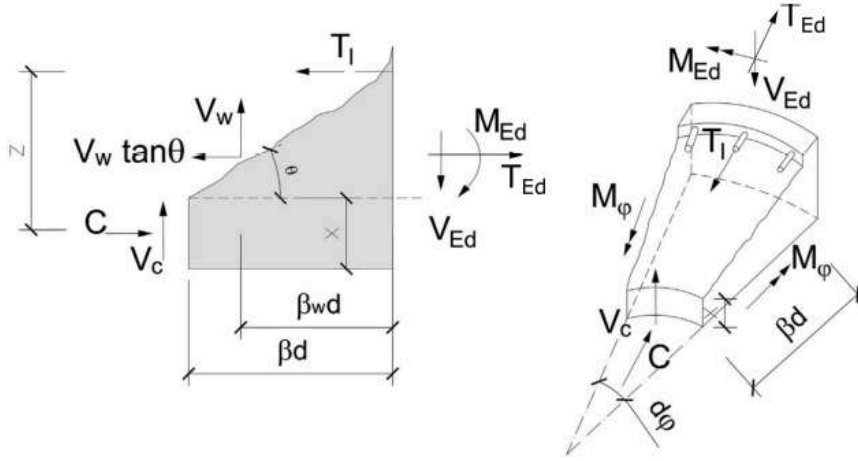


Figura 2.22 Equilibrio de fuerzas en una cuña de hormigón

Si se reformula el equilibrio, negligiendo los momentos tangenciales e incorporando la tracción impuesta:

$$C = T_l + V_w \tan \theta - T_{Ed} \quad (2.40)$$

$$V_{Ed} = V_c + V_w \quad (2.41)$$

$$Cz = M \frac{r_{crack}}{r} + V_c \beta d + V_w \beta_w d (\tan \theta + \cot \theta) - T_{Ed} \left( d - \frac{h}{2} \right) \quad (2.42)$$

Si se asume una distribución triangular en las compresiones del hormigón ( $z = d - x/3$ ), la tensión radial en la profundidad crítica, situada a  $\lambda = 0.425x$ , es de:

$$C = 0.5 \sigma_{c,max} x \quad (2.43)$$

$$\sigma_c = \lambda \sigma_{c,max} = \frac{2\lambda C}{x} = \frac{2\lambda}{x(d - x/3)} \left[ m_{crack} \frac{r_{crack}}{r_{crit}} + V_c \beta d + V_w \beta_w d (\tan \theta + \cot \theta) - T_{Ed} (d - h/2) \right] \quad (2.44)$$

La Ecuación 2.44 es muy similar a la Ecuación 2.19 de la Sección 2.1.6, diferenciándose solamente en el último término de las tracciones ( $T_{Ed}$ ).

A partir de un proceso iterativo sobre la Ecuación 2.45, del mismo modo que se llevó a cabo en [29], se puede obtener la Ecuación 2.46, que es prácticamente lineal con  $x/d$  y la ratio de tensiones.

$$v_c = \frac{V_c}{f_{ctm} b d} = 0.682 \xi \frac{x}{d} \sqrt{1 - \frac{\sigma_r + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_r \sigma_y}{\sigma_1^2}} \quad (2.45)$$

$$v_{ct} = \frac{V_c + V_w}{f_{ctm} u_{crit} d} = \xi \left( 1.125 - 0.85 \frac{T}{T_{crit}} \right) \frac{x}{d} + 0.425 \quad (2.46)$$

Esta formulación es válida únicamente para la dirección traccionada. En el caso de no tener cargas en el plano en la dirección ortogonal a la traccionada (como en el caso de este ensayo), se deben ponderar las Ecuaciones 2.46 y 2.21 (Sección 2.1.6), siendo la segunda la resistencia a punzonamiento para un caso sin tracciones:

$$v_{c,total} = \frac{v_{ct}}{2} + \frac{v_c}{2} = \frac{V_{ct} + V_c}{2 f_{ctm} u_{crit} d} = v_c - 0.425 \xi \frac{T}{T_{crit}} \frac{x}{d} \quad (2.47)$$

## Capítulo 3

# Diseño del ensayo



### 3.1. Concepción de la campaña experimental

El objetivo de este proyecto es, a grandes rasgos, caracterizar el comportamiento de una losa frente a punzonamiento cuando está sometida a tracciones en su plano. Después de hablar con distintas empresas, se vio el potencial que podría tener este estudio ya que no se tiene un conocimiento muy profundo al respecto y es un problema que puede desencadenar en grandes catástrofes. Actualmente no existe ninguna norma donde se determine cómo diseñar este tipo de estructuras de modo que, a partir de la tesis doctoral que se está llevando a cabo y de este trabajo, se pueden obtener conclusiones muy interesantes.

El modelo mecánico desarrollado por *Mari et al.* mencionado en el estado del arte (CCCM) considera que la cabeza comprimida del hormigón es el principal mecanismo resistente del esfuerzo cortante. También afirma que las piezas rompen de este modo cuando las tensiones principales en algún punto situado en la región sometida a un estado biaxial de compresión-tracción alcanza la envolvente de rotura de Kupfer. Además, hay otros factores que influyen en la resistencia, como el área de la zona cargada, la distancia de la carga al apoyo lineal, la distancia entre ejes de las almas del puente, el canto útil y la cuantía de armado. En este ensayo se han establecido valores fijos para todas estas variables.

Para obtener resultados concluyentes en el ámbito científico es muy habitual realizar ensayos empíricos sobre modelos que representan estructuras reales para desarrollar métodos de diseño. Actualmente se realizan, en muchos casos, estudios mediante modelos numéricos, pero estos necesitan valores de referencia para poder ser validados, por lo que la parte experimental es muy relevante. Este tipo de trabajos están muy pautados ya que llevan siglos llevándose a cabo y existe un método científico para estar seguro que los resultados obtenidos son concluyentes y creíbles.

El estudio se realizará mediante las siguientes fases:

1. Definición de las losas y demás elementos auxiliares
2. Caracterización de los materiales
3. Instrumentación
4. Pre-tensado y preparación de los ensayos
5. Ensayo
6. Interpretación de los resultados

Este mismo esquema es el que se seguirá a lo largo de este documento.

Para llevar a cabo esta campaña experimental, se han fabricado 10 piezas, 8 tipo A y 2 tipo B, diferenciadas en la cuantía de armadura. Las 10 losas se han clasificado en dos grupos atendiendo a la forma en que serán adoptadas durante los ensayos (grupo 1 y grupo 2).

Previo a este ensayo, *Adetifa* y *Polak* [1] realizaron un ensayo en Canadá, en la Universidad de Waterloo, sobre el aumento de la ductilidad en la rotura a punzonamiento con el uso de pernos de cortante. El diseño inicial de las losas que se usarán en el ensayo del presente trabajo se hizo siguiendo las mismas pautas que en el ensayo mencionado.

A grandes rasgos, las losas tienen unas dimensiones de 1650 x 1650 mm con un canto de 120 mm y una luz libre de 1500 mm. La diferencia principal entre las losas tipo A y las tipo B es el armado paralelo a la dirección de la tracción exterior aplicada, ya que las tipo A llevan  $\Phi 12$  y las tipo B  $\Phi 16$ .

Además, se han subdividido las losas para realizar los ensayos con sistemas de apoyo distintos. Se realizarán ensayos según dos configuraciones de apoyos distintas. Existirá un grupo 1 formado por una losa tipo B y cuatro losas tipo A. Éstas se situarán sobre ocho apoyos puntuales localizados formando un octágono regular para tratar de reproducir la situación ideal del punzonamiento axisimétrico tal como se puede ver en las siguientes figuras. El primer ensayo se realizará sobre una losa tipo A sin aplicar tensión exterior para que sirva como valor de referencia. La diferencia principal entre las losas será la fuerza de tracción aplicada.

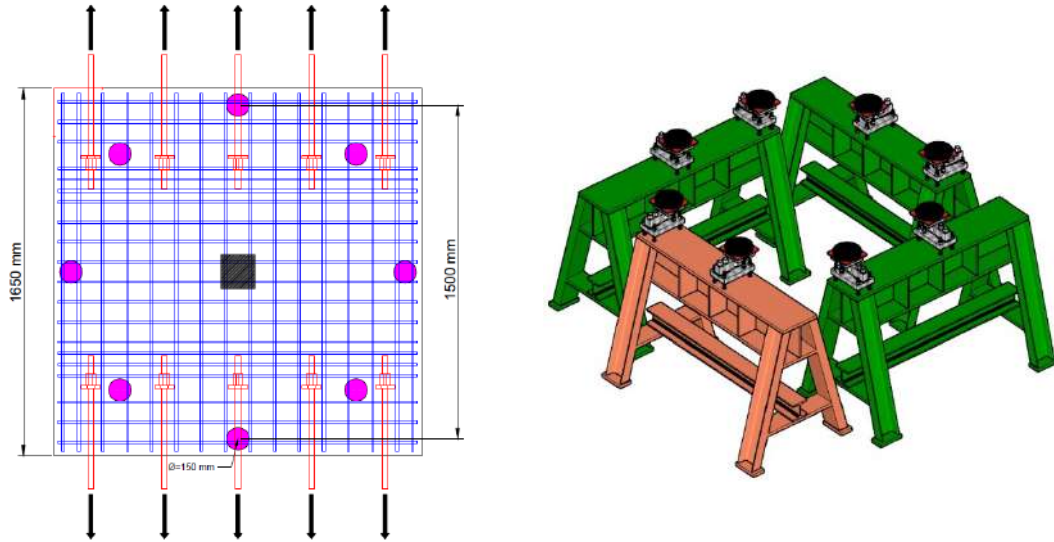


Figura 3.1 Ubicación apoyos grupo 1

El grupo 2 de losas está formado por las cuatro losas restantes del tipo A y la losa restante tipo B. Este grupo de losas se apoyarán sobre dos banquetas en dos de sus lados paralelos a la tracción exterior aplicada. La disposición se puede ver en las siguientes figuras. Al igual que con el grupo 1, se ensayará una losa sin tracción que se tomará como valor de referencia. Esta disposición de los apoyos simula una losa unidireccional. Como se puede ver en la figura, se aplica la carga de punzonamiento a una distancia próxima al apoyo lineal ( $a \approx 2,5d$ ) buscando la rotura por cortante. De igual modo que en el grupo 1, la diferencia principal entre losas será la fuerza de tracción exterior aplicada.

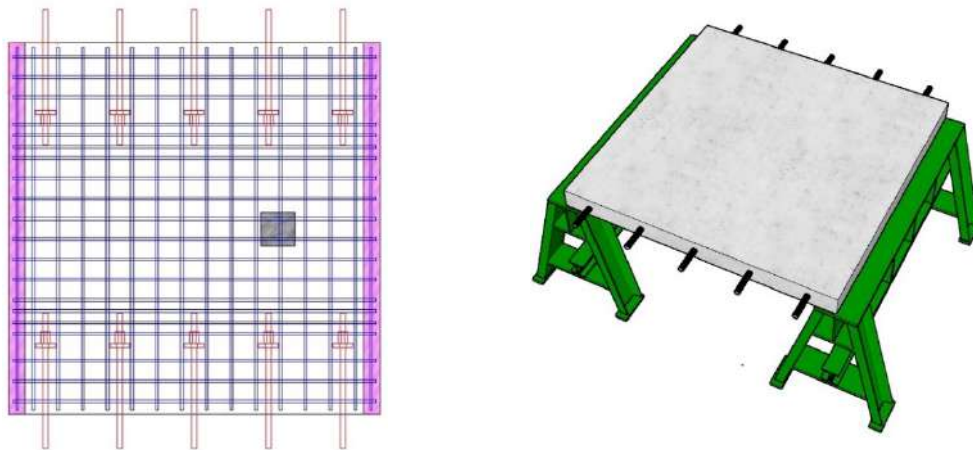
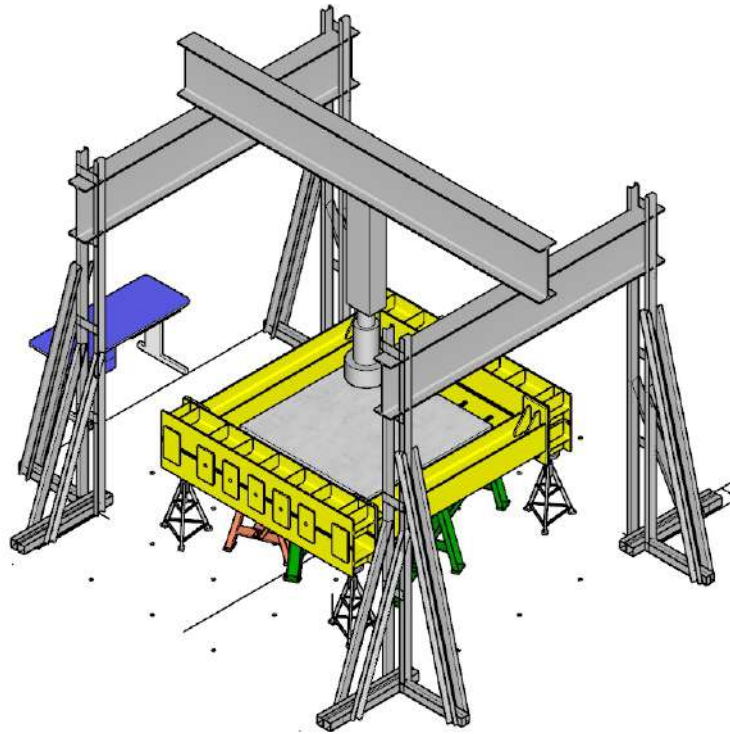


Figura 3.2 Ubicación apoyos grupo 2

La carga que generará la fuerza de punzonamiento será aplicada sobre una placa de acero de 150 x 150 x 30 mm, a través de un pistón hidráulico que reacciona contra el pórtico principal del laboratorio. Las tracciones en el plano se aplicarán mediante barras Dywidag. Éstas se colocarán en parte embebidas en la losa con un extremo libre para poder aplicar la tracción desde un marco de acero auxiliar. En capítulos posteriores se detallarán y dimensionarán todos los elementos que forman parte del ensayo.

En la siguiente imagen se puede ver la disposición del ensayo:



*Figura 3.3 Disposición del ensayo*

Los materiales usados son hormigón HA-35 y acero B500 para la armadura pasiva. En la Sección 3.4 se detalla toda la caracterización que se realizó de éstos previo a los ensayos.

## 3.2. Elementos intervinientes en el ensayo

En este apartado se detallarán los distintos elementos que intervienen en el ensayo que son las losas, sus armaduras, las barras Dywidag para poder aplicar la tracción en el plano, el marco que sostiene las losas, el pórtico del laboratorio desde el cual se aplica la carga y el sistema de apoyos regulable que se sostiene toda la estructura. Se realizarán los cálculos para diseñarlos y asegurar que su comportamiento es el adecuado. El diseño ha sido realizado por el doctorando a cargo de la campaña experimental.

### 3.2.1. Losas

Para determinar las dimensiones de las losas se ha partido de los experimentos llevados a cabo por *Adefita* y *Polak* [1], adaptándolas a las necesidades resistentes de este ensayo. Finalmente, las dimensiones serán 1650 x 1650 x 120 mm con 75 mm apoyados en cada uno de los lados, dejando una luz libre de 1500 x 1500 mm, igual a la utilizada por *Polak*.

En cuanto a los materiales, las losas serán de hormigón armado HA-35 y el armado será B500S. De los ensayos de caracterización de los materiales, detallados más adelante, se obtuvieron los siguientes valores resistentes:

| $f_{ct}$ (MPa) | $f_c$ (MPa) | $E_{cm}$ (MPa) |
|----------------|-------------|----------------|
| 2.871          | 36.651      | 27908.903      |

Tabla 3.1 Propiedades del hormigón a los 28 días del hormigonado

| $f_y$ (MPa) | $\varepsilon_y$ | $E$ (MPa) |
|-------------|-----------------|-----------|
| 532.8715    | 0.0025          | 214641.5  |

Tabla 3.2 Propiedades del acero

Para el diseño del armado se ha intentado reproducir el mismo que usaron los canadienses, realizando ligeras variaciones para poder adaptarlo a las particularidades del ensayo y a los materiales disponibles en España. Las losas de *Polak* tenían un armado 10M ( $\Phi = 11.3$  mm,  $A=100$  mm<sup>2</sup>) tanto para la cara inferior como para la superior y en ambas direcciones. En este ensayo se usarán barras  $\Phi = 12$  mm ( $A=113$  mm<sup>2</sup>) ya que son las más parecidas de las que se dispone en el mercado donde se realizará el estudio.

*Polak* dispuso 10M cada 100 mm para las barras que quedan por debajo en la cara inferior (llamado *Bottom – Bottom*, *BB* en su *paper*) y 10M cada 90 mm para las que quedan por encima (*Bottom – Top*, *BT*). Dado que los cantos útiles eran 94 mm y 83 mm respectivamente, las cuantías eran  $\rho_{BB} = 0.0106$  y  $\rho_{BT} = 0.0134$ , haciendo una media de  $\rho_B = 0.012$ .

La armadura de la cara superior no tenía tanta trascendencia en el experimento a priori, por lo que *Polak* dispuso 10M cada 200 mm en ambas direcciones (*Top – Bottom*, *TB* y *Top – Top*, *TT*). En las siguientes figuras se puede ver la disposición de armado de ambas caras:



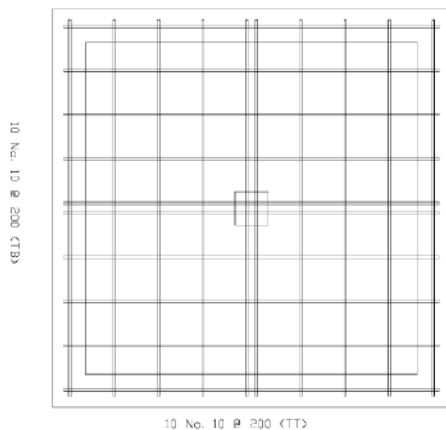


Figura 3.4 Armado cara superior lasas de Polak

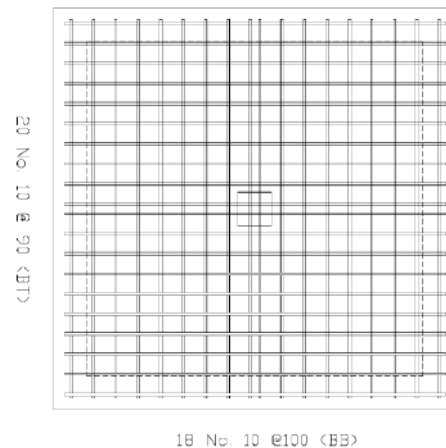


Figura 3.5 Armado cara inferior lasas de Polak

### 3.2.1.1. Losas A

Como se ha comentado anteriormente, al diseñar las losas se ha intentado proponer un armado lo más parecido posible al de Polak para, de este modo, tener un punto de partida. Las diferencias principales son debidas a la necesidad de cuadrar todo el armado dentro de la losa.

Se dispondrán dos mallas, una para la cara inferior y otra en la superior. Las armaduras paralelas a la tracción exterior aplicada se dimensionarán independientemente de las perpendiculares a ella. En las primeras se tendrá en cuenta el efecto combinado de la tracción y la flexión, en cambio, en las otras solo se considerará la flexión. Las armaduras paralelas a la tracción van a estar mucho más solicitadas, por ello, se situarán en ambas caras del lado exterior de la malla, para tener más canto útil. Esto será también aplicable a las losas B.

Para la malla de la cara inferior se dispondrán  $\Phi = 12$  mm cada 110 mm en la dirección paralela a la tracción con un canto útil de 99 mm (BB) y  $\Phi = 12$  mm cada 90 mm en la dirección perpendicular con un canto útil de 87 mm (BT). Con estos valores se obtienen unas cuantías de armado de  $\rho_{BB} = 0.0111$  y  $\rho_{BT} = 0.0134$ , con una media de  $\rho_B = 0.0122$ .

Para la malla de la cara superior se dispondrá la misma armadura que para la cara inferior en la dirección paralela a la tracción. Se diseña de este modo ya que es importante la simetría para que la tracción se aplique en el centro de gravedad de la losa y evitar la aparición de momentos no deseados. En cuanto a la armadura perpendicular a la tracción, se dispondrán  $\Phi = 12$  mm cada 200 mm, aunque existe un refuerzo en la zona de los anclajes para resistir las tracciones transversales. En las siguientes figuras se puede ver la disposición del armado, así como de las barras Dywidag:

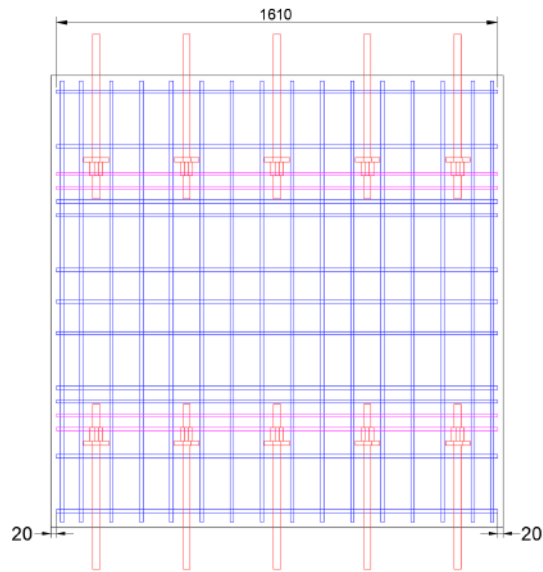


Figura 3.6 Armado cara superior (mm)

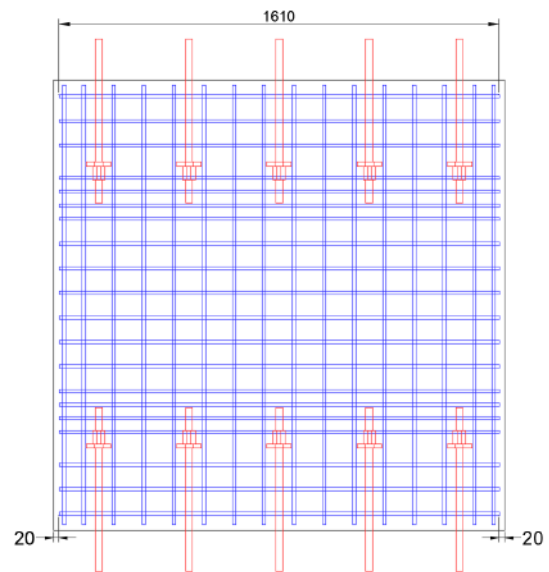


Figura 3.7 Armado cara inferior (mm)

A continuación, se muestran los cantos útiles y la disposición general de los elementos de la losa:

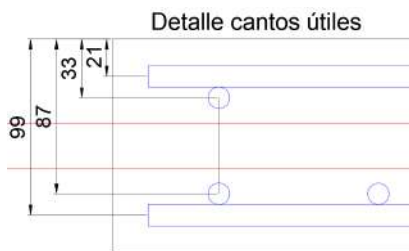


Figura 3.8 Detalle cantos útiles (mm)

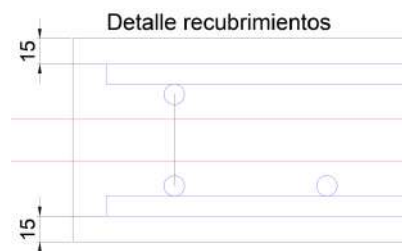


Figura 3.9 Detalle recubrimientos (mm)

En las siguientes imágenes se pueden ver distintas vistas de las placas, así como un 3D:

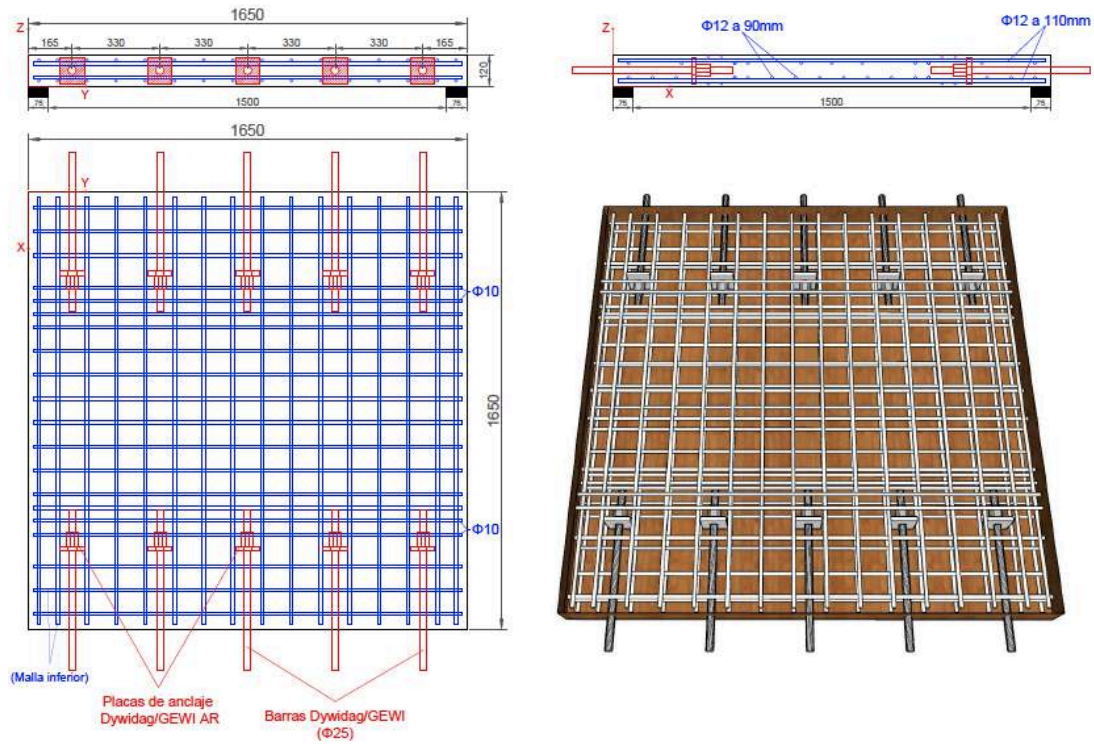


Figura 3.10 Secciones y 3D de la placa (mm)

### 3.2.1.1.1. Comprobaciones

A continuación, se incluye un resumen de los cálculos realizados para dimensionar las losas y estudiar la plastificación de la armadura en la dirección de la tracción. Los cálculos fueron realizados por el doctorando responsable de la campaña experimental, y se incluyen en este trabajo como parte de la memoria de los ensayos. El objetivo del dimensionamiento es comprobar que la losa resista a flexión hasta que se produzca la rotura por punzonamiento / cortante.

#### - Tracción exterior

Esta tracción se aplicará mediante gatos a las barras Dywidag, por lo que se debe asegurar que éstas resistirán dicha tensión.

En la dirección paralela a la tracción exterior se disponen 32Φ12 (16 arriba y 16 abajo) que suponen un área  $A_s = 3619 \text{ mm}^2$ , por lo que se puede obtener la carga que fisurará la losa:

$$T_{fis} = A_h \cdot f_{ct,m} \quad (3.1)$$

Donde:

- $A_h$  es el área de hormigón que se puede calcular como  $A_c + n \cdot A_s$
- $f_{ct,m}$  es la resistencia media del hormigón a tracción

$$T_{fis} = (1650\text{mm} \cdot 120\text{mm} + 7.2 \cdot 3619\text{mm}^2) \cdot 3.21\text{MPa} = 719.22 \text{ kN}$$

En el momento en que se fisure la losa, la tensión en la armadura en función del parámetro "k" ( $T_d = k \cdot T_{fis}$ ) será:

$$\sigma_{s,fis} = \frac{T_{fis}}{A_s} \quad (3.2)$$

Donde:

- $A_s$  es el área de acero

| K                | 1   | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4  | 1.5  |
|------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|
| $T_d$ (kN)       | 719 | 791 | 863 | 935 | 1007 | 1079 |
| $\sigma_s$ (MPa) | 199 | 219 | 238 | 258 | 278  | 298  |

Tabla 3.3 Tensiones en la armadura

Las barras Dywidag de 25 mm presentan una carga máxima en régimen elástico de 270 kN y una carga de rotura de 370 kN. En el caso de tener  $k=1.5$ , la tensión que se les deberá aplicar a las barras será de  $T_d/5 = 215.77$  kN, inferior a la carga máxima, por lo que son adecuadas para el ensayo.

- [Carga de punzonamiento](#)

Se ha seguido el capítulo 6.4.4 del EC-2 para determinar la carga última de punzonamiento que resiste la losa. La formulación de la EHE-08 para este parámetro es la misma, por lo que es indistinto usar una normativa u otra. Esta carga será aplicada mediante una placa de 150 x 150 mm (igual que se realizó en los experimentos de *Polak*) en el centro de la losa. El canto útil medio de las armaduras es de 93 mm y se puede calcular el perímetro crítico  $U_{crit} = 1768.67$  mm siguiendo el capítulo mencionado del EC-2.

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot U_{crit} \cdot d > v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot U_{crit} \cdot d \quad (3.3)$$

Donde:

- $\gamma_c$  es el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón
- $k$  es un coeficiente que se puede calcular como:  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$
- $\rho_l$  es se puede calcular a partir de las cuantías como:  $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$
- $f_{ck}$  es la resistencia de proyecto del hormigón a compresión
- $d$  es el canto útil medio

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \frac{0.18}{1} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.012 \cdot 35 \text{ MPa})^{0.33} \cdot 1768.67 \text{ mm} \cdot 93 \text{ mm} = 207 \text{ kN} \\ &> 0.035 \cdot 2^{1.5} \cdot 35 \text{ MPa}^{0.5} \cdot 1768.67 \text{ mm} \cdot 93 \text{ mm} = 96.33 \text{ kN} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se puede afirmar que la carga última de punzonamiento es  $P_{pd} = 207$  kN.

- Armadura perpendicular a la tracción (flexión simple)

Esta comprobación se ha realizado según el Anejo 7 de la EHE-08 sin tener en cuenta la armadura de la cara superior en esta dirección, quedando esta hipótesis del lado de la seguridad.

Se ha realizado un modelo de elementos finitos elástico para determinar la distribución del momento en la losa en la dirección perpendicular a la tracción. A continuación, se puede ver esta distribución para una fuerza puntual unitaria  $P = 1\text{ kN}$  situada en el centro de la losa:

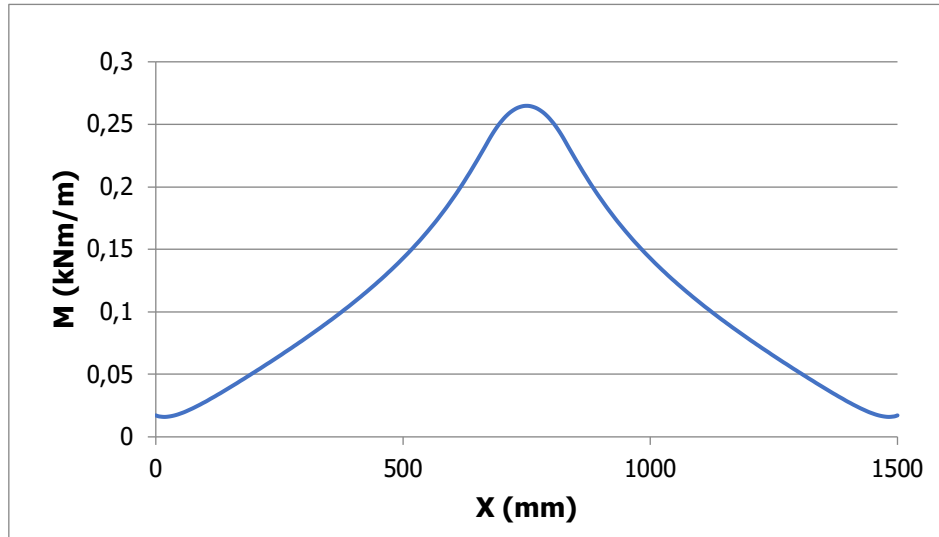


Figura 3.11 Distribución de momentos en la losa

Si se integra la curva, se obtiene que, en el metro más solicitado, el momento tiene un valor de  $0.154 \cdot P$  kNm/m. Por lo tanto, para una carga  $P = 207\text{ kN}$  (carga de punzonamiento) y con un ancho de 1.5 metros, se obtiene un momento de diseño  $M_d = 47.8\text{ kNm}$ .

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.4)$$

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (3.5)$$

$$U_v = 2 \cdot U_o \cdot \frac{d'}{d} \quad (3.6)$$

$$U_a = U_o \cdot \frac{h}{d} \quad (3.7)$$

Los datos de la sección se pueden ver a continuación:

| $f_{cd}$<br>(MPa) | $\alpha_{cc}$ | $\gamma_c$ | b<br>(mm) | d<br>(mm) | d'<br>(mm) | h<br>(mm) | $U_o$<br>(kN) | $U_v$<br>(kN) | $U_a$<br>(kN) |
|-------------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------|-----------|---------------|---------------|---------------|
| 35                | 1             | 1*         | 1500      | 87        | 33         | 120       | 4567.5        | 3465          | 6300          |

Tabla 3.4 Datos de la sección

\* No se ha minorado la resistencia del hormigón en esta comprobación

El momento límite se puede calcular como:

$$M_{lim} = 0.8 \cdot U_o \cdot x_l \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{x_l}{d}\right) \quad (3.8)$$

$$M_{lim} = 0.8 \cdot 4567.5 \text{ kN} \cdot 0.625 \cdot 87 \text{ mm} \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{0.625 \cdot 87 \text{ mm}}{87 \text{ mm}}\right) = 149.01 \text{ kNm}$$

Se puede comprobar que el momento límite es mayor que el momento de diseño. Por lo tanto, no se necesita armadura de compresión. Debido a ello, su dimensionamiento no responde a ningún cálculo resistente. Ahora se procederá a determinar si la armadura a tracción que se había predimensionado es suficiente:

$$U_{s2} = 0 \quad (3.9)$$

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}}\right) \quad (3.10)$$

$$U_{s1} = 4567.5 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 47.8 \text{ kNm}}{4567.5 \text{ kN} \cdot 87 \text{ mm}}}\right) = 587.17 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el área de armado necesaria en la armadura de la cara inferior es de 1350 mm<sup>2</sup>. Considerando  $\Phi = 12$  mm cada 90 mm se tiene un área de armado de 1885 mm, en consecuencia, sí que cumple. En el cálculo del área de armado existente no se han considerado los  $\Phi 10$  que se situarán en el entorno del anclaje ya que están destinados a resistir las tracciones transversales que se generarán.

Finalmente se puede ver la disposición del armado en la dirección perpendicular a la tracción:



Figura 3.12 Armadura transversal de la cara inferior (mm)

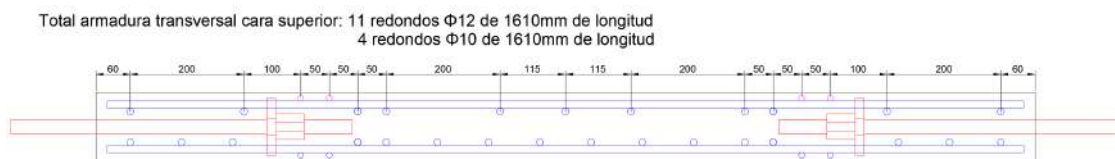


Figura 3.13 Armadura transversal de la cara superior (mm)

### - Armadura paralela a la tracción

En este apartado se determinará la máxima tracción que se le puede aplicar a la losa para que, al aplicarle también la carga de punzonamiento, ésta no rompa por flexión. Por otro lado, también se calculará el valor de la carga de tracción exterior que hará que las armaduras plastifiquen para tenerlo como referencia durante los ensayos. A lo largo de este cálculo no se ha minorado la resistencia de ninguno de los materiales.

Se plantea el equilibrio de axiles y de momentos en la fibra armada inferior en el momento de plastificación de dicha fibra ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y$ ). De éste resultan dos ecuaciones:

$$\text{Ecuación de axiles: } -\frac{0.5 \cdot E_c \cdot b \cdot \varepsilon_x \cdot x^2}{d-x} - \frac{A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot (x-d')}{d-x} + A_s \cdot f_{yd} = T_d \quad (3.11)$$

$$\text{Ecuación de momentos: } -\frac{0.5 \cdot E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y \cdot \left(\frac{d-x}{3}\right) \cdot x^2}{d-x} + \frac{A_s \cdot E_s \cdot (d-d') \cdot \varepsilon_y \cdot (x-d')}{d-x} = M_{\text{plastificación}} - T_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

En estas ecuaciones  $A_s$  es la armadura de una cara, la armadura total sería  $2 \cdot A_s$ . Si se toma  $M_{\text{plastificación}} = M_d$  se tiene como incógnita  $T_d$  y  $x$ . En este caso se obtiene un valor de tracción límite de  $T_d = 483$  kN, por lo tanto, un valor de la tracción total aplicada de 552 kN. Este valor viene de que, la luz libre es de 1500 mm, pero la tracción se aplica a los 1650 mm; por ello, los redondos de las esquinas no participan en la resistencia a flexión. Se ha considerado un valor  $T_d = k \cdot 28/32 \cdot T_{\text{fis,losa}}$ . Se ha calculado la  $P_{\text{plastificación}}$  como  $M_{\text{plastificación}} / (0.154 \cdot 1.5)$ .

Se ha resuelto el sistema de ecuaciones para distintos valores de  $k$ :

| K          | T <sub>total</sub><br>(kN) | T <sub>d</sub><br>(kN) | M <sub>d</sub><br>(kNm) | M <sub>plast</sub><br>(kNm) | P <sub>d</sub><br>(kN) | P <sub>plast</sub><br>(kN) | X <sub>plast</sub><br>(mm) | σ <sub>c</sub><br>(MPa) | σ <sub>s</sub><br>(MPa) | σ <sub>s'</sub><br>(MPa) |
|------------|----------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------------|------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| <b>1</b>   | 719                        | 629.2                  | 47.7                    | 38.4                        | 207                    | 166.2                      | 16.9                       | -14.3                   | 500                     | 25.1                     |
| <b>1.1</b> | 791                        | 692.2                  | 47.7                    | 35.3                        | 207                    | 152.9                      | 14.8                       | -12.2                   | 500                     | 36.8                     |
| <b>1.2</b> | 863                        | 755.1                  | 47.7                    | 32.3                        | 207                    | 139.6                      | 12.4                       | -9.9                    | 500                     | 49.6                     |
| <b>1.3</b> | 935                        | 818.0                  | 47.7                    | 29.2                        | 207                    | 126.3                      | 9.5                        | -7.4                    | 500                     | 64.3                     |
| <b>1.4</b> | 1007                       | 880.9                  | 47.7                    | 26.1                        | 207                    | 113.1                      | 5.6                        | 4.2                     | 500                     | 82.5                     |
| <b>1.5</b> | 1078                       | 943.8                  | 47.7                    | 23.4                        | 207                    | 101.2                      | -1.8*                      | 0*                      | 500*                    | 113.1*                   |

Tabla 3.5 Resultados de la armadura paralela a tracción

\* Para el caso  $k = 1.5$  se han reformulado las ecuaciones de equilibrio ya que el hormigón queda totalmente traccionado y, por lo tanto, no participa.

Finalmente se puede ver la disposición del armado longitudinal a la tracción:

Total armadura longitudinal: 32 redondos  $\Phi 12$  de 1610mm de longitud (16 arriba 16 abajo)

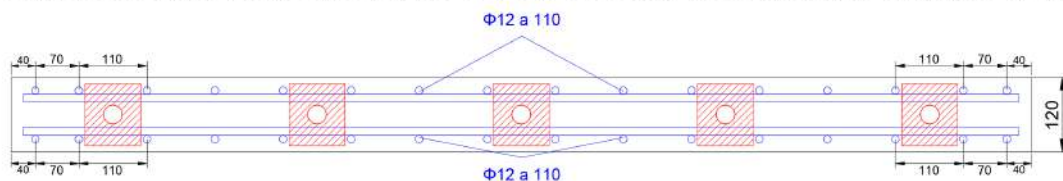


Figura 3.14 Armadura longitudinal (mm)

- Placas de anclaje embebidas

Estas placas quedarán embebidas dentro del hormigón y su función será anclar las barras Dywidag dentro del hormigón, asegurando así el correcto reparto de las tracciones en la sección transversal. Se determinarán sus dimensiones, condicionadas, básicamente, por el espacio disponible entre armaduras, la facilidad de colocar las piezas en el encofrado y para que las tensiones que transmitan al hormigón no sean excesivas y den lugar a efectos locales.

Se propone una pieza de 90 x 100 x 16 mm. Con esta geometría se tiene un área de placa en contacto con el hormigón de  $A_{placa} = 90 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 9000 \text{ mm}^2$ . La carga máxima que se aplicará a cada barra será de 215.77 kN. A partir de este valor se puede ver que la tensión máxima transmitida al hormigón es:

$$\sigma = 1.5 \cdot \frac{\frac{T_{fis}}{5}}{A_{placa}} = \frac{215.77 \text{ kN}}{9000 \text{ mm}^2} = 23.97 \text{ MPa} \quad (3.12)$$

Realmente el valor de esta tensión se ve reducido puesto que parte de la tracción exterior aplicada a través de las barras Dywidag se transmite al hormigón por adherencia entre éstas y la losa.

En la siguiente imagen se puede ver la distribución de las placas de anclaje.

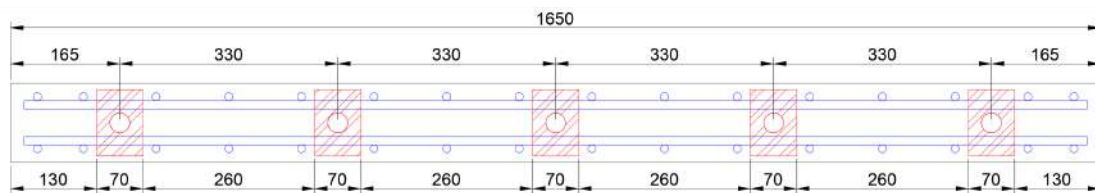


Figura 3.15 Sección donde se pueden apreciar las placas de anclaje (mm)

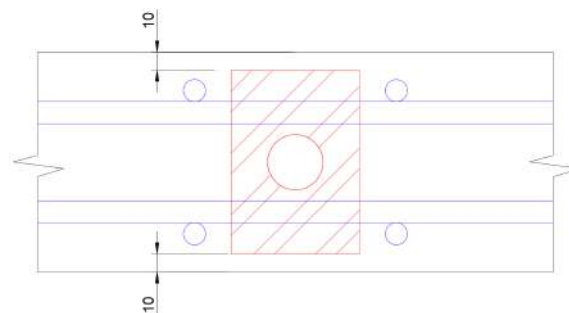


Figura 3.16 Placa de anclaje (mm)



- Arrancamiento de la losa

Durante el traccionado es necesario que exista suficiente longitud de armadura embebida en la losa para evitar que las tensiones tangenciales entre el hormigón y las barras Dywidag no superen cierto valor ( $\tau_{bd}$ ). Este valor viene fijado por la norma española EHE-08 en función de distintos parámetros. Por ello, en este apartado se determinará la distancia a la que deben estar las placas de anclaje, embebidas dentro del hormigón, de los extremos de la losa.

Además, también se comprobará que la longitud de anclaje de las barras de la armadura pasiva longitudinal sea suficiente para evitar arrancamientos de los anclajes.

Se va a realizar la comprobación siguiendo el artículo 69.5 de la EHE. Se puede obtener el valor de  $\tau_{bd}$  como:

$$\tau_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (3.13)$$

Donde:

- $\eta_1$  es un coeficiente relacionado con la calidad de la adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado
- $\eta_2$  es un coeficiente relacionado con el diámetro de la barra
- $f_{ctd}$  es la resistencia a tracción de cálculo del hormigón

$$\tau_{bd} = 2.25 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 2.14 \text{ MPa} = 3.37 \text{ MPa}$$

Para el cálculo de la longitud de anclaje de las barras Dywidag se requiere:

$$\tau_{bd} \cdot p_b \cdot l_{emb} = T \quad (3.14)$$

Donde:

- $p_b$  es el perímetro de la barra Dywidag
- $l_{emb}$  es la longitud embebida
- $T$  es la carga aplicada en la barra Dywidag

$$3.37 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot \pi \cdot 125 \text{ mm}^2 \cdot l_{emb} = \frac{1078.85 \text{ kN}}{5} \rightarrow l_{emb} = 81.52 \text{ mm}$$

A continuación, se comprueba que la longitud de anclaje de la armadura pasiva, contando desde la zona de los anclajes embebidos de las placas Dywidag hacia afuera, sea suficiente para evitar que las zonas externas de la losa se arranquen durante el tesado. Se va a usar como hipótesis que la sección está fisurada y sometida a una tracción exterior de  $1.5 \cdot T_{\text{fis losa}}$  ( $1.5 \cdot 719.22 \text{ kN} = 1078.83 \text{ kN}$ ). Se obtiene una tensión en las armaduras ( $\Phi 12$  cada 110 mm) de 298 MPa ya que participan 32 barras. Se puede calcular la longitud de anclaje como:

$$l_{b,net} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad (3.15)$$

Donde:

- $l_b$  es la longitud de anclaje básica que se calcula como:  $l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{9 \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}}$

$$l_{b,net} = \frac{12mm \cdot 500MPa}{9 \cdot 0.7 \cdot 2.14MPa} \cdot 1 \cdot \frac{2156 mm^2}{3619mm^2} = 266mm$$

Además, la longitud de anclaje neta debe ser:

$$l_{b,net} > \max \left\{ 10\phi; 150mm; \frac{l_b}{3} \right\} = \max \left\{ 10 \cdot 12mm; 150mm; \frac{445mm}{3} \right\} = 150mm$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje necesaria es  $l_b = 266 mm$ , que es menor que los 300 mm existentes entre los anclajes y el borde exterior de la losa.

Finalmente, las placas de anclaje se situarán a 30 cm del borde libre tal como se puede ver en la siguiente figura. Se ha priorizado que éstas encajen bien dentro de la armadura.

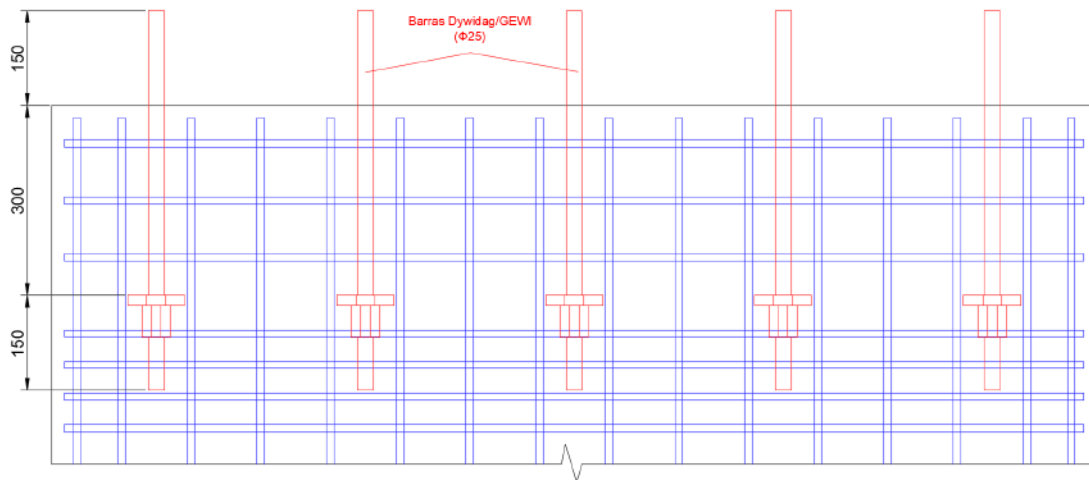


Figura 3.17 Longitudes de anclaje de las barras Dywidag (mm)

- Tracciones transversales en el entorno de los anclajes

Se ha elaborado un modelo de elementos finitos elástico para determinar las tracciones transversales que se van a producir en la placa de anclaje. Mediante este, se cuantifican las tensiones de tracción y la longitud de la losa a la que afectan.

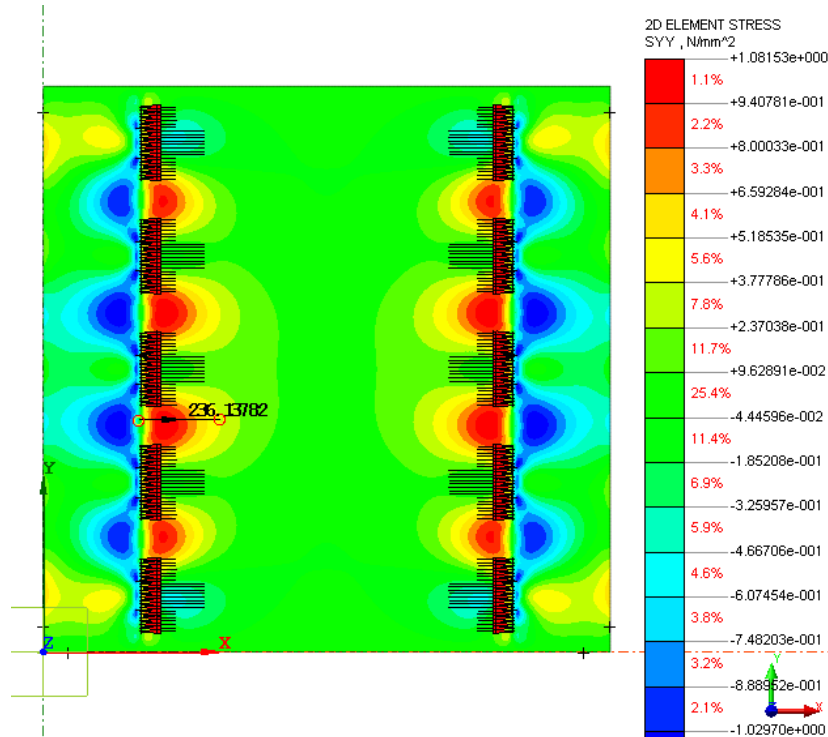


Figura 3.18 Tensiones en la losa

A partir del modelo se puede observar que las tensiones transversales de tracción no supera 1 MPa y sus efectos se extienden, aproximadamente, a 25 cm del anclaje. Para asegurar que estas tracciones no provocarán una fisura no deseada se situarán 2 $\phi$ 10 por debajo del anclaje y otros 2 por encima. Adicionalmente, las dos barras  $\phi$ 12 más próximas al anclaje se situarán a 50mm en vez de a 90mm.

### 3.2.1.2. Losas B

Las dimensiones de las losas serán las mismas en ambos casos (losas A y B), pero el armado variará. En estas losas también se dimensionarán independientemente las armaduras perpendiculares y paralelas a la tracción exterior aplicada ya que las segundas estarán mucho más solicitadas.

Inicialmente se ha elegido  $\Phi 12$  para las armaduras perpendiculares a la tracción y  $\Phi 16$  para las paralelas.

Se dispondrán  $\Phi = 16$  mm cada 110 mm en la dirección paralela a la tracción con un canto útil de 97 mm (B) y  $\Phi = 12$  mm cada 90 mm en la dirección perpendicular con un canto útil de 83 mm (T). Con estos valores se obtienen unas cuantías de armado de  $\rho_B = 0.0199$  y  $\rho_T = 0.0151$ , con una media de  $\rho_{med} = 0.0175$ .

En las siguientes figuras se puede ver la disposición del armado, así como de las barras Dywidag:

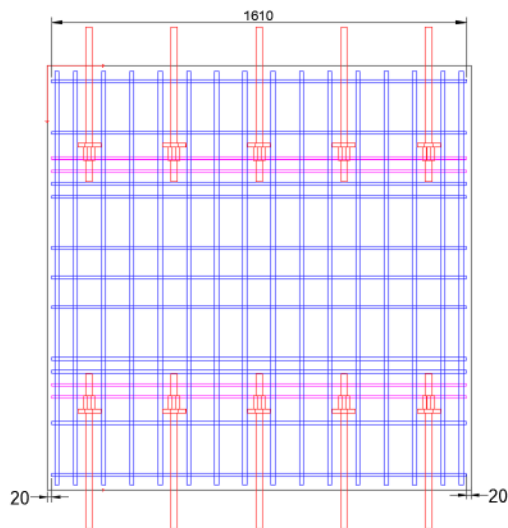


Figura 3.19 Armado cara superior (mm)

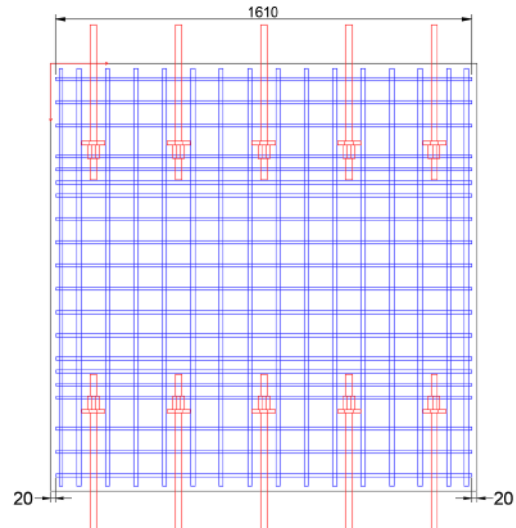


Figura 3.20 Armado cara inferior (mm)

A continuación, se muestran los cantos útiles y la disposición general de los elementos de la losa:

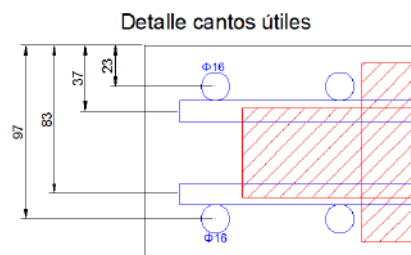


Figura 3.21 Detalle cantos útiles (mm)

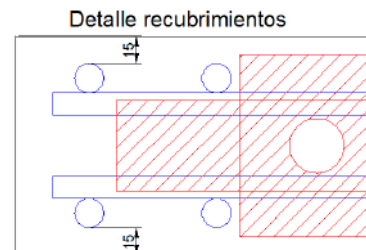


Figura 3.22 Detalle recubrimientos (mm)

En las siguientes imágenes se pueden ver distintas vistas de las placas, así como un 3D:

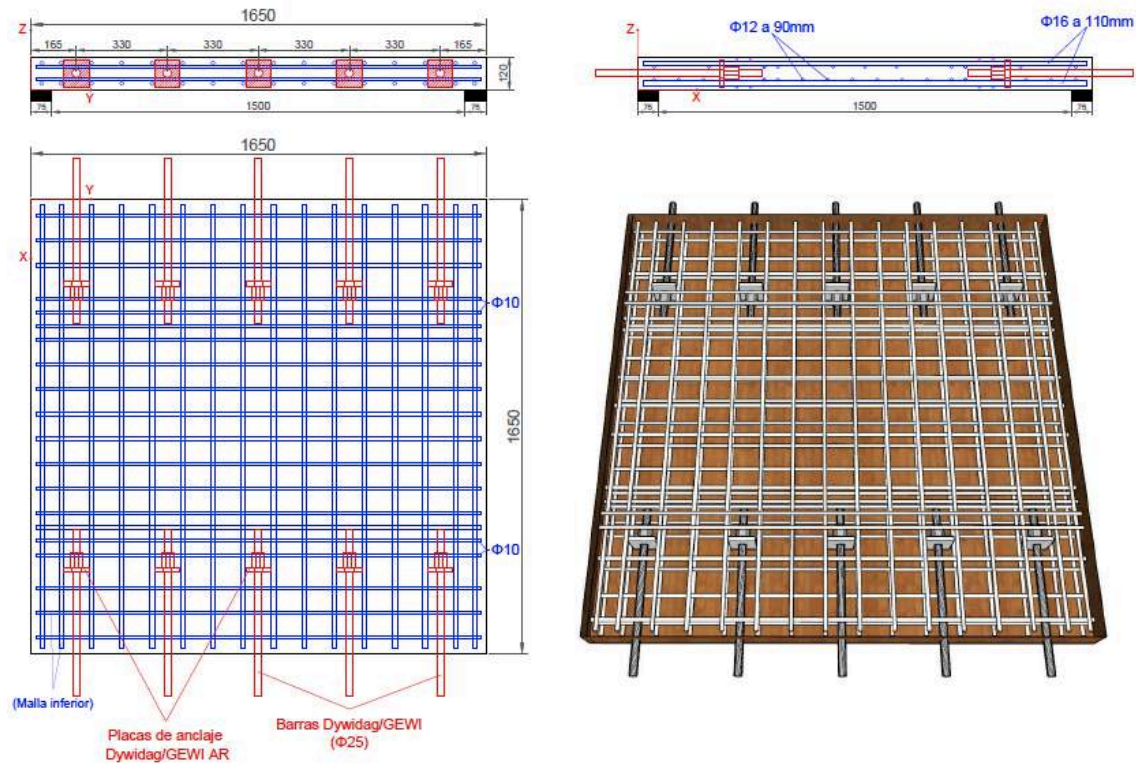


Figura 3.23 Secciones y 3D de la placa (mm)

### 3.2.1.2.1. Comprobaciones

A continuación, se llevarán a cabo las mismas comprobaciones que para las losas A por lo que el procedimiento será el mismo y aplicarán los mismos comentarios si no se menciona lo contrario:

#### - Tracción exterior

En la dirección paralela a la tracción exterior se disponen 32Φ16 (16 arriba y 16 abajo) que suponen un área  $A_s = 6434 \text{ mm}^2$ , por lo que se puede obtener la carga que fisurará la losa:

$$T_{fis} = A_h \cdot f_{ct,m} \quad (3.16)$$

Donde:

- $A_h$  es el área de hormigón que se puede calcular como  $A_c + n \cdot A_s$
- $f_{ct,m}$  es la resistencia media del hormigón a tracción

$$T_{fis} = (1650\text{mm} \cdot 120\text{mm} + 7.2 \cdot 6434 \text{ mm}^2) \cdot 3.21\text{MPa} = 784.28 \text{ kN}$$

En el momento en que se fisure la losa, la tensión en la armadura en función del parámetro "k" ( $T_d = k \cdot T_{fis}$ ) será:

$$\sigma_{s,fis} = \frac{T_{fis}}{A_s} \quad (3.17)$$

Donde:

- $A_s$  es el área de acero

| K                | 1   | 1.1 | 1.2 | 1.3  | 1.4  | 1.5  |
|------------------|-----|-----|-----|------|------|------|
| $T_d$ (kN)       | 784 | 863 | 941 | 1020 | 1098 | 1176 |
| $\sigma_s$ (MPa) | 122 | 134 | 146 | 158  | 171  | 183  |

Tabla 3.6 Tensiones en la armadura

En este caso también se usarán barras Dywidag de 25 mm con una carga máxima en régimen elástico de 270 kN y una carga de rotura de 370 kN. En el caso de tener  $k=1.5$ , la tensión que se les deberá aplicar a las barras será de  $T_d/5 = 235,28$  kN, inferior a la carga máxima, por lo que son adecuadas para el ensayo.

- [Carga de punzonamiento](#)

Se ha seguido el capítulo 6.4.4 del EC-2 para determinar la carga última de punzonamiento que resiste la losa. El canto útil medio de las armaduras es de 90 mm.

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot U_{crit} \cdot d > v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot U_{crit} \cdot d \quad (3.18)$$

Donde:

- $\gamma_c$  es el coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón
- $k$  es un coeficiente que se puede calcular como:  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$
- $\rho_l$  es se puede calcular a partir de las cuantías como:  $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$
- $f_{ck}$  es la resistencia de proyecto del hormigón a compresión
- $d$  es el canto útil medio

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \frac{0.18}{1} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.017 \cdot 35 \text{ MPa})^{0.33} \cdot 1768.67 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm} = 225.18 \text{ kN} \\ &> 0.035 \cdot 2^{1.5} \cdot 35 \text{ MPa}^{0.5} \cdot 1768.67 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm} = 93.23 \text{ kN} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se puede afirmar que la carga última de punzonamiento  $P_{pd} = 225$  kN.

- Armadura perpendicular a la tracción (flexión simple)

Esta comprobación se ha realizado según el Anejo 7 de la EHE-08 sin tener en cuenta la armadura de la cara superior en esta dirección, quedando esta hipótesis del lado de la seguridad.

En este caso también se ha realizado un modelo de elementos finitos elástico para determinar la distribución del momento en la losa en la dirección perpendicular a la tracción.

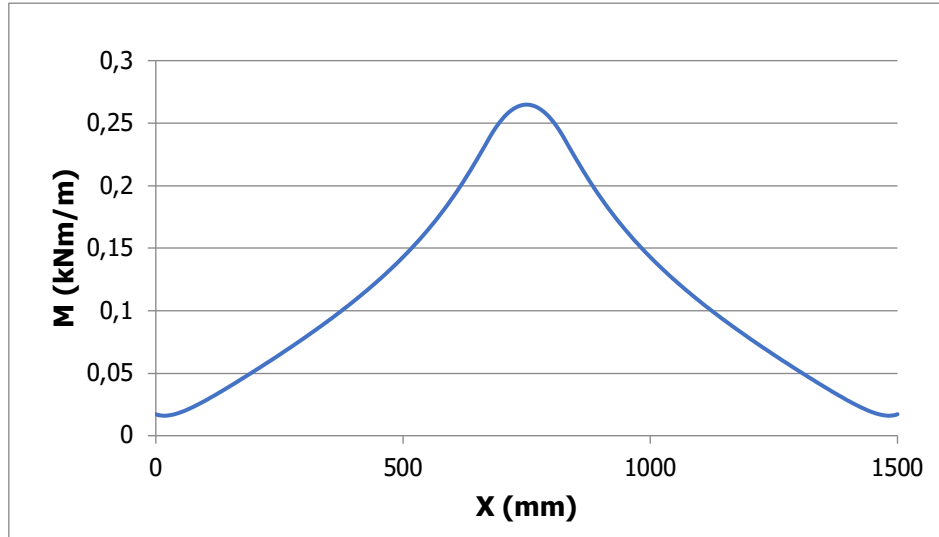


Figura 3.24 Distribución de momentos en la losa por  $P = 1 \text{ kN}$

Si se integra la curva, se obtiene que, en el metro más solicitado el momento tiene un valor de  $0.154 \cdot P$  kNm/m. Por lo tanto, para una carga  $P = 225 \text{ kN}$  (carga de punzonamiento) y con un ancho de 1.5 metros, se obtiene un momento de diseño  $M_d = 52.0 \text{ kNm}$ .

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.19)$$

$$U_o = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (3.20)$$

$$U_v = 2 \cdot U_o \cdot \frac{d'}{d} \quad (3.21)$$

$$U_a = U_o \cdot \frac{h}{d} \quad (3.22)$$

Los datos de la sección se pueden ver a continuación:

| $f_{cd}$<br>(MPa) | $\alpha_{cc}$ | $\gamma_c$ | b<br>(mm) | d<br>(mm) | d'<br>(mm) | h<br>(mm) | $U_o$<br>(kN) | $U_v$<br>(kN) | $U_a$<br>(kN) |
|-------------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------|-----------|---------------|---------------|---------------|
| 35                | 1             | 1*         | 1500      | 83        | 37         | 120       | 4357,7        | 3885          | 6300          |

Tabla 3.7 Datos de la sección

\* No se ha minorado la resistencia del hormigón en esta comprobación

El momento límite se puede calcular como:

$$M_{lim} = 0.8 \cdot U_o \cdot x_l \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{x_l}{d}\right) \quad (3.23)$$

$$M_{lim} = 0.8 \cdot 4357.5 \text{ kN} \cdot 0.625 \cdot 83 \text{ mm} \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{0.625 \cdot 83 \text{ mm}}{83 \text{ mm}}\right) = 135.63 \text{ kNm}$$

Se puede comprobar que el momento límite es mayor que el momento de diseño. Por lo tanto, no se necesita armadura de compresión. Debido a ello, su dimensionamiento no responde a ningún cálculo resistente. Ahora se procederá a determinar si la armadura a tracción que se había predimensionado es suficiente:

$$U_{s2} = 0 \quad (3.24)$$

$$U_{s1} = U_o \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{U_o \cdot d}}\right) \quad (3.25)$$

$$U_{s1} = 4357.5 \text{ kN} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 52 \text{ kNm}}{4357.5 \text{ kN} \cdot 83 \text{ mm}}}\right) = 679.7 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el área de armado necesaria en la armadura de la cara inferior es de 1563 mm<sup>2</sup>. Considerando  $\Phi = 12$  mm cada 90 mm se tiene un área de armado de 1885 mm, cumpliendo así el mínimo requerido.

Finalmente se puede ver la disposición del armado en la dirección perpendicular a la tracción:

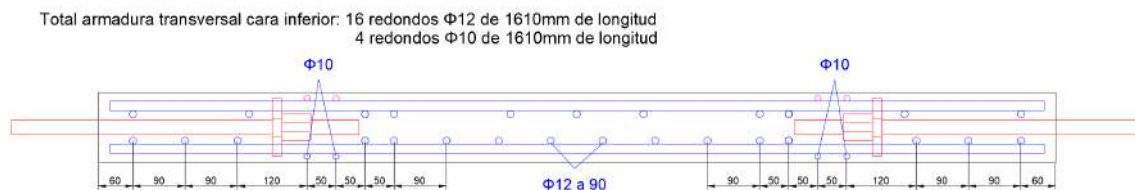


Figura 3.25 Armadura transversal de la cara inferior (mm)

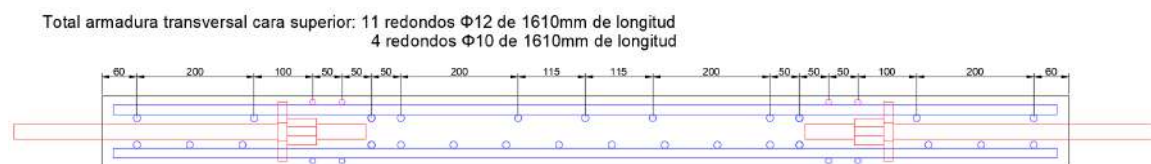


Figura 3.26 Armadura transversal de la cara superior (mm)



### - Armadura paralela a la tracción

En este apartado se determinará la máxima tracción que se le puede aplicar a la losa para que, al aplicarle también la carga de punzonamiento, ésta no rompa por flexión. Por otro lado, también se calculará el valor de la carga de tracción exterior que hará que las armaduras plastifiquen para tenerlo como referencia durante los ensayos. A lo largo de este cálculo no se ha minorado la resistencia de ninguno de los materiales.

Para realizar este dimensionamiento se han usado las mismas ecuaciones que en el apartado homólogo de las losas A, usando el diagrama bilineal para el hormigón en compresión y para el acero en compresión y tracción. Debido a ello, aplican los mismos comentarios realizados en dicha sección.

$$\text{Ecuación de axiles: } -\frac{0.5 \cdot E_c \cdot b \cdot \epsilon_x \cdot x^2}{d-x} - \frac{A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_y \cdot (x-d')}{d-x} + A_s \cdot f_{yd} = T_d \quad (3.26)$$

$$\text{Ecuación de momentos: } -\frac{0.5 \cdot E_c \cdot b \cdot t_y \cdot \left(d - \frac{x}{3}\right) \cdot x^2}{d-x} + \frac{A_s \cdot E_s \cdot (d-d') \cdot \epsilon_y \cdot (x-d')}{d-x} = M_{\text{plastificación}} - T_d \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

Se ha resuelto el sistema de ecuaciones para distintos valores de k:

| K          | Td (kN) | Md (kNm) | x (mm) | $\sigma_c$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s'$ (MPa) | Resiste? |
|------------|---------|----------|--------|------------------|------------------|-------------------|----------|
| <b>1</b>   | 686     | 50.35    | 23.65  | -15.4            | 343.8            | -3.0              | SI       |
| <b>1.1</b> | 754.6   | 50.35    | 22.60  | -15.1            | 356.8            | 1.9               | SI       |
| <b>1.2</b> | 823.2   | 50.35    | 21.54  | -14.7            | 369.9            | 7.0               | SI       |
| <b>1.3</b> | 891.8   | 50.35    | 20.61  | -14.3            | 383.0            | 12.2              | SI       |
| <b>1.4</b> | 960.4   | 50.35    | 19.57  | -13.9            | 396.2            | 17.5              | SI       |
| <b>1.5</b> | 1029    | 50.35    | 18.58  | -13.5            | 409.3            | 23.0              | SI       |

Tabla 3.8 Resultados de la armadura paralela a tracción

Se puede ver que la disposición  $\Phi 16$  cada 110 en la dirección paralela a la tracción exterior en ambas caras es correcta. Permite alcanzar cualquier nivel de tracción en la losa dentro del rango k con valor entre 1 y 1.5 así como introducir las placas embebidas y equiespaciadas, ya que se desea que la tracción se reparta uniformemente en la sección.

Finalmente se puede ver la disposición del armado longitudinal a la tracción:

Total armadura longitudinal: 32 redondos  $\Phi 16$  de 1610mm de longitud (16 arriba 16 abajo)

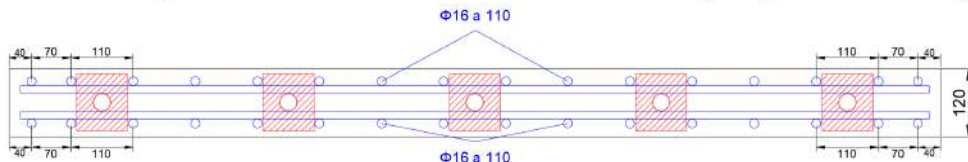


Figura 3.27 Armadura longitudinal (mm)

- Placas de anclaje embebidas

En este apartado se determinarán las dimensiones de las placas de anclaje. La carga máxima que se aplicará a cada barra será de 235.28 kN.

Se propone una pieza de 90 x 100 x 16 mm. Con esta geometría se tiene un área de placa en contacto con el hormigón de  $A_{placa} = 90 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm} = 9000 \text{ mm}^2$ . A partir de este valor se puede ver que la tensión máxima transmitida al hormigón es:

$$\sigma = 1.5 \cdot \frac{\frac{T_{fis}}{5}}{A_{placa}} = \frac{235,28 \text{ kN}}{9000 \text{ mm}^2} = 26.14 \text{ MPa} \quad (3.27)$$

- Arrancamiento de la losa

En este apartado se determinará la distancia a la que deben estar las placas de anclaje, embebidas dentro del hormigón, de los extremos de la losa, así como la longitud de anclaje de las barras de la armadura. De igual modo que para las losas A, se va a realizar la comprobación siguiendo el artículo 69.5 de la EHE. Se puede obtener el valor de  $\tau_{bd}$  como:

$$\tau_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (3.28)$$

$$\tau_{bd} = 2.25 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 2.14 \text{ MPa} = 3.37 \text{ MPa}$$

Para el cálculo de la longitud de anclaje de las barras Dywidag se requiere:

$$\tau_{bd} \cdot p_b \cdot l_{emb} = T \quad (3.29)$$

Donde:

- $p_b$  es el perímetro de la barra Dywidag
- $l_{emb}$  es la longitud embebida
- $T$  es la carga aplicada en la barra Dywidag

$$3.37 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot \pi \cdot 125 \text{ mm}^2 \cdot l_{emb} = \frac{1176.42 \text{ kN}}{5} \rightarrow l_{emb} = 88.89 \text{ mm}$$

A continuación, se comprueba que la longitud de anclaje de la armadura pasiva, contando desde la zona de los anclajes embebidos de las placas Dywidag hacia fuera, sea suficiente, para evitar que las zonas externas de la losa se arranquen durante el tesado. De igual modo que para las losas A, se va a usar como hipótesis que la sección está fisurada y sometida a una tracción exterior de  $1.5 \cdot T_{\text{fis losa}}$  ( $1.5 \cdot 784.28 \text{ kN} = 1176.42 \text{ kN}$ ). Se obtiene una tensión en las armaduras ( $\Phi 16$  cada 110 mm) de 183 MPa ya que participan 32 barras. Se puede calcular la longitud de anclaje como:

$$l_{b,net} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} \quad (3.30)$$

$$l_{b,net} = \frac{16\text{mm} \cdot 500\text{MPa}}{9 \cdot 0.7 \cdot 2.14\text{MPa}} \cdot 1 \cdot \frac{2353\text{mm}^2}{6434\text{mm}^2} = 217\text{mm}$$

Además, la longitud de anclaje neta debe ser:

$$l_{b,net} > \max \left\{ 10\phi; 150\text{mm}; \frac{l_b}{3} \right\} = \max \left\{ 10 \cdot 16\text{mm}; 150\text{mm}; \frac{593\text{mm}}{3} \right\} = 198\text{mm}$$

Por lo tanto, la longitud de anclaje necesaria es  $l_b = 217 \text{ mm}$ , que vuelve a ser menor que los 300 mm existentes entre los anclajes y el borde exterior de la losa.

Finalmente, las placas de anclaje se situarán a 30 cm del borde libre de igual modo que en las losas A.

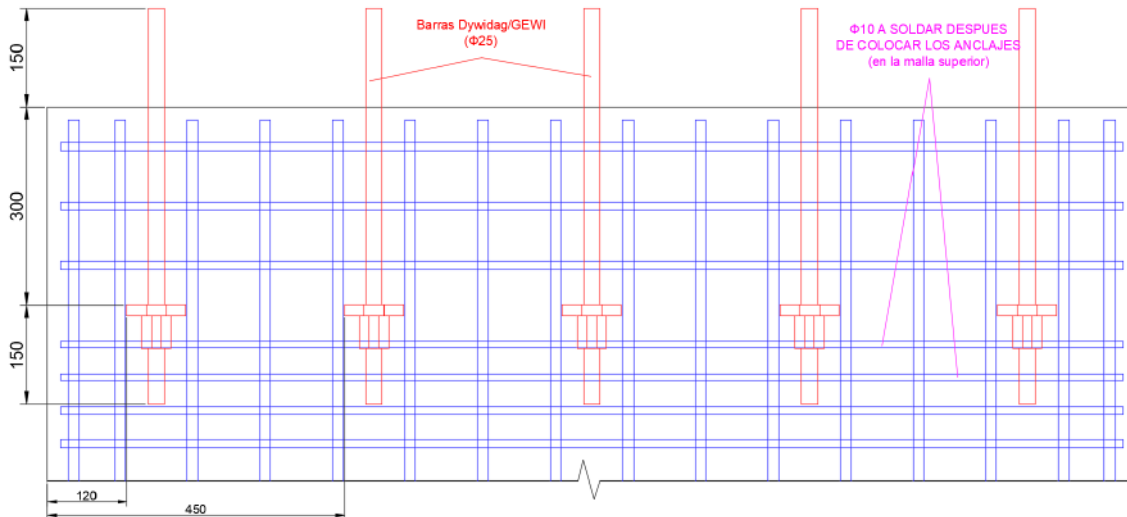


Figura 3.28 Longitudes de anclaje de las barras Dywidag (mm)

- Tracciones transversales en el entorno de los anclajes

También se ha elaborado un modelo de elementos finitos elástico para las losas B para determinar las tracciones transversales que se van a producir en la placa de anclaje.

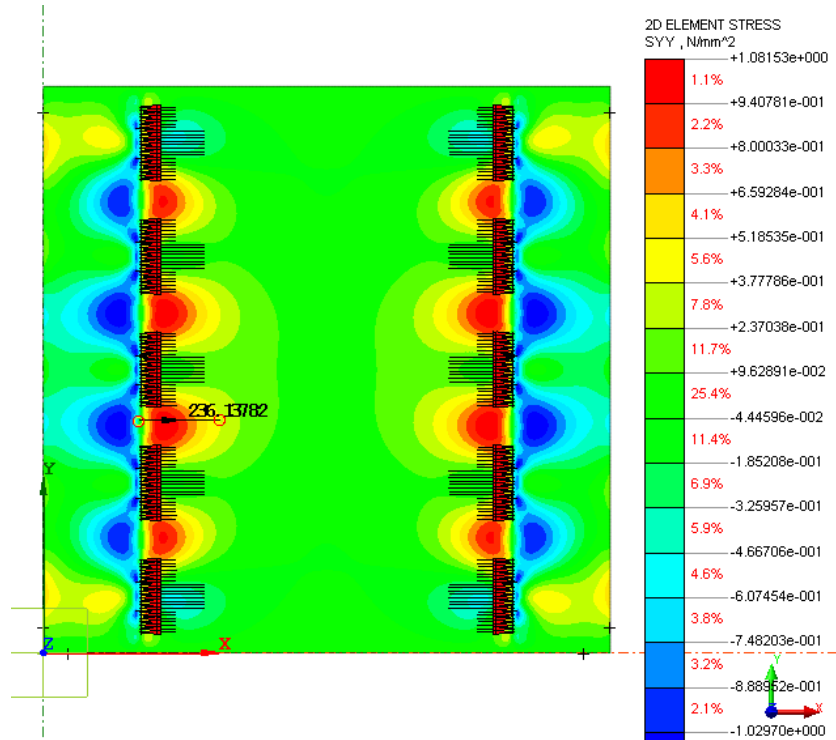


Figura 3.29 Tensiones en la losa

En este caso las tensiones transversales de tracción tampoco superan 1 MPa y sus efectos se extienden, aproximadamente, a 25 cm del anclaje. Se procederá del mismo modo que en las losas A, situando 2 $\phi$ 10 por debajo del anclaje y otros 2 por encima para asegurar que estas tracciones no provoquen fisuración no deseada. En este caso también se situarán los 2  $\Phi$ 12 más próximos al anclaje a 50 mm en vez de a 90 mm de igual modo que en las losas A.

### 3.2.2. Armaduras

Como se ha comentado anteriormente, existen dos grupos de armado, el usado para las losas tipo A y el usado para las losas tipo B. En el capítulo 3.2.1 se ha determinado que las armaduras son suficientes para asegurar no obtener un fallo por otro fenómeno que no sea punzonamiento / cortante, así como el motivo por el cual se ha seleccionado este armado.

En la siguiente tabla se puede ver la disposición del armado principal de las dos mallas y de los dos tipos de losa:

|                | MALLA SUPERIOR              |                             | MALLA INFERIOR              |                            |
|----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
|                | Paralelo tracción           | Perpendicular tracción      | Paralelo tracción           | Perpendicular tracción     |
| <b>LOSAS A</b> | $\Phi 12 // 110 \text{ mm}$ | $\Phi 12 // 200 \text{ mm}$ | $\Phi 12 // 110 \text{ mm}$ | $\Phi 12 // 90 \text{ mm}$ |
| <b>LOSAS B</b> | $\Phi 16 // 110 \text{ mm}$ | $\Phi 12 // 90 \text{ mm}$  | $\Phi 16 // 110 \text{ mm}$ | $\Phi 12 // 90 \text{ mm}$ |

*Tabla 3.9 Armado losas*

Además, se situarán dos  $\Phi 10$  en ambas mallas en la zona de la chapa de anclaje destinadas a resistir las tracciones transversales que se generarán. Estas barras irán colocadas perpendiculares a la tracción.

Todas las armaduras han sido pedidas a la empresa Megasa. Han sido entregadas en dos fases, en una primera llegaron todas las barras  $\Phi 10$  y  $\Phi 16$  y parte de las  $\Phi 12$  y en una segunda entrega las  $\Phi 12$  restantes. En capítulos posteriores se detallarán los ensayos que se les ha realizado a las barras para caracterizarlas.

### 3.2.3. Barras Dywidag

Dywidag es una empresa con sede en Madrid que se dedica a suministrar e instalar sistemas de post-tesado y productos geotécnicos tanto para obra civil como para edificación.

Se han usado barras Dywidag para aplicar la tracción en el plano en la losa. Estas barras son de acero pretensado Y1050 H, laminadas en caliente, templadas por el proceso de laminación, expandidas y enfriadas. Tienen una sección transversal circular con una longitud de hasta 18 metros. La empresa ofrece dos tipologías de barras para pretensado, las roscadas y las lisas. Para este estudio se han usado las primeras, que disponen de costillas continuas laminadas en caliente y se pueden comprar con diámetros de entre 17.5 y 47 mm. [10]

Las barras usadas son las Dywidag-GEWI con 600 mm de longitud y 25 mm de diámetro tal como se ha comentado en el Capítulo 3.2.1. En este mismo capítulo se ha comprobado que este tipo de barra con la longitud de anclaje seleccionada es suficiente para resistir la tracción que se le va a aplicar sin sufrir arrancamiento de la losa. Estas barras presentan una carga máxima en régimen elástico de 270 kN y una carga de rotura de 370 kN.

Éstas van embebidas en dos caras opuestas de la losa 450 mm. En una de las dos caras, las barras irán ancladas al marco. En la otra, se aplicará una fuerza de tracción mediante gatos que será transmitida a la losa para simular la tracción en el plano. Para cada tipo de losa se ha determinado la fuerza de tracción que se aplicará en el Capítulo 3.2.1. En la siguiente imagen se puede ver el anclado de las barras.

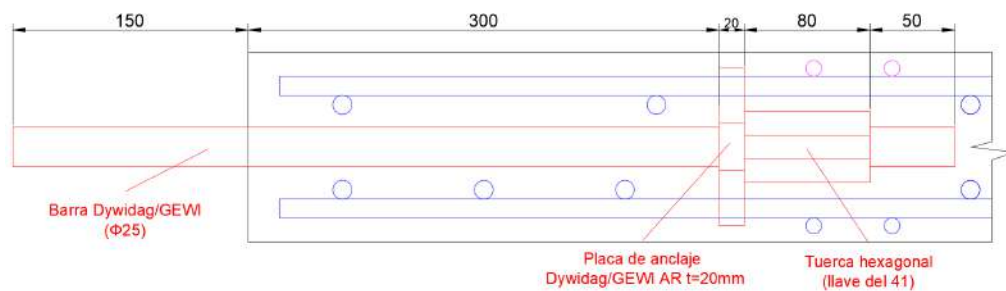


Figura 3.30 Anclaje barras Dywidag (mm)

Se ha conectado mediante un manguito a las barras Dywidag embebidas en la losa una extensión de las mismas características de mayor longitud tal como se puede ver en la siguiente imagen. Esto se ha realizado para tener la longitud de barra suficiente para poder tesar con comodidad.



Figura 3.31 Extendido barras Dywidag

### 3.2.4. Marco

El marco se va a usar como elemento de reacción para poder aplicar la tensión en las barras Dywidag, por lo que se va a diseñar para que resista dicha carga. Para estar del lado de la seguridad, se asegurará que el marco no falle frente a un axil de tracción 1.5 veces la tensión que produce fisuración en la losa ( $T_{fis\ losa}$ ), para las losas tipo B. Esa carga, además se multiplicará por un factor de seguridad de 1.5. Se han realizado los cálculos de comprobaciones para las losas B ya que será en éstas en las que se aplique una fuerza mayor (resisten más carga al tener una cuantía superior de armado). Debido a esto, si el marco resiste dichas cargas, estará bien dimensionado para las losas A con las que deberá resistir esfuerzos menores.

Dado que solo se podía destinar una pequeña porción del presupuesto total para su construcción, fue diseñado adaptándose al material disponible en el laboratorio procedente de otros ensayos pasados. Por ello, se reciclaron dos perfiles HEB 300 de 7.5 metros de longitud.

Se empezó el dimensionamiento partiendo de las dimensiones de las losas. Se necesitaba dejar una holgura entre la losa y el marco de 12.5 cm en los laterales a los que no se aplica tracción y 25 cm en los otros, para facilitar la colocación de los elementos de conexión para tesar. A partir de estas dimensiones se obtuvo un marco rectangular con pilares de 2.2 m y dinteles de 2.5 m tal como se puede ver a continuación.

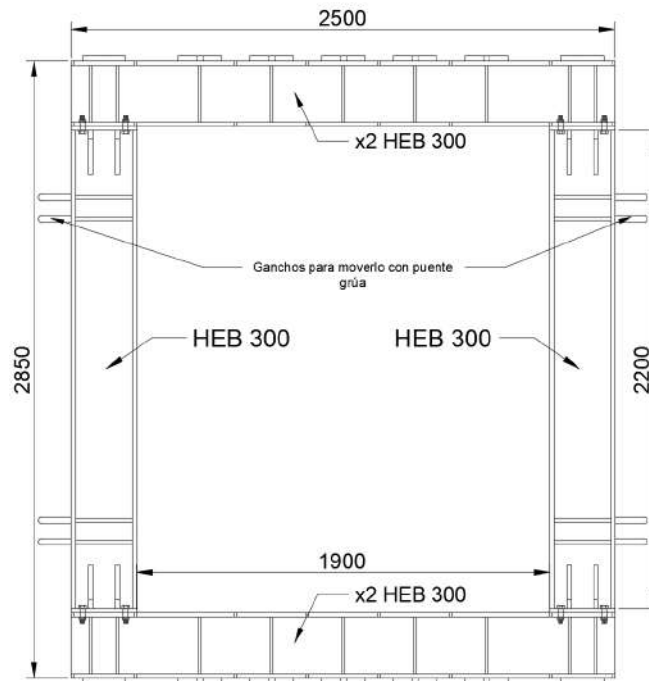


Figura 3.32 Marco (mm)

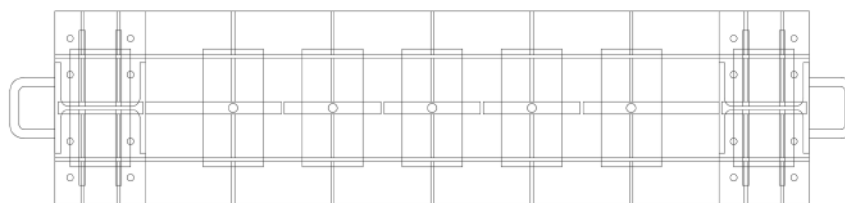


Figura 3.33 Dintel



Figura 3.34 Pilar

En la siguiente imagen se puede ver el marco a la llegada al laboratorio.



Figura 3.35 Marco

Se han supuesto las siguientes características para el hormigón, el acero del armado y el acero de los perfiles para poder realizar el dimensionamiento:

| HORMIGÓN                      | ACERO ARMADO               | ACERO PERFILES             |
|-------------------------------|----------------------------|----------------------------|
| HA-35                         | B 500 S                    | S 275 JR                   |
| $E_c = 29779 \text{ MPa}$     | $E_s = 200000 \text{ MPa}$ | $E_s = 200000 \text{ MPa}$ |
| $f_{ct,m} = 3.21 \text{ MPa}$ | $n = E_s/E_c = 7.2$        |                            |

Tabla 3.10 Características materiales



### 3.2.4.1. Cargas de diseño

En este apartado se determinarán las cargas de diseño para el marco. Se obtendrá la tensión que se aplicará a la losa, que deberá resistir el marco y las barras Dywidag, y la tensión que tendrán las armaduras después de la fisuración del hormigón.

Se ha supuesto una cuantía de  $\phi 16$  cada 110 mm para el armado tanto inferior como superior en las caras donde se va a aplicar la tracción tal como se puede ver en la Figura 3.4, obteniendo un área de acero de 6434 mm<sup>2</sup>.

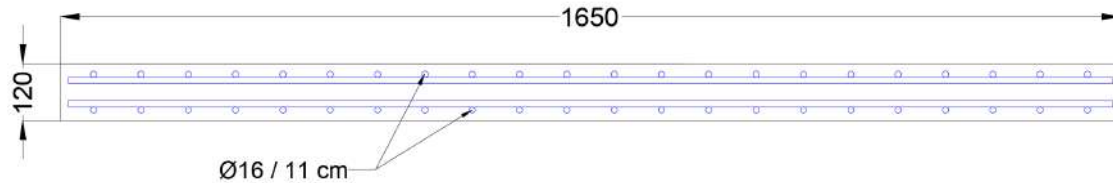


Figura 3.36 Armado de las losas (mm)

En el Capítulo 3.2.1 se ha calculado el valor del axil que fisurará la losa ( $T_{fis} = 784.28$  kN), así como la tensión que aparecerá en las armaduras después de dicha fisuración ( $\sigma_{s,fis} = 121.9$  MPa).

Durante los ensayos se prevé fisurar la losa en todos los casos por lo que esta tensión será la mínima que presentarán las armaduras. En el capítulo mencionado anteriormente se ha obtenido la tensión que aparecerá en las armaduras para distintos valores de axiles. Suponiendo que se aplica un axil 1.5 veces  $T_{fis}$  la tensión que aparece en las armaduras es de 183 MPa.

Tal como se ha comentado anteriormente, la tensión se va a aplicar a la losa a través de las barras Dywidag. Se colocarán 10 barras (cinco en cada lado de la losa) embebidas por un lado en el hormigón. Las 5 barras de uno de los lados se anclarán al marco y a las otras 5 se les aplicará la tensión necesaria mediante gatos que se apoyarán también en el marco. Además, se colocará una placa de anclaje para cada barra. En el capítulo anterior se ha detallado el uso y las comprobaciones pertinentes para las placas. En la siguiente figura se puede ver la disposición de las placas, así como el esquema de cargas que deben soportar los dinteles del marco:

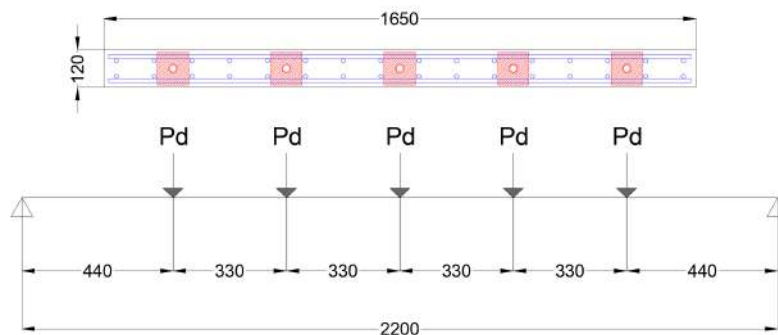


Figura 3.37 Esquema de cargas (mm)

Aunque en la figura anterior aparece el dintel como una viga biapoyada, realmente es un marco cerrado, por lo que aparecen momentos en los apoyos que se han considerado a lo largo de los cálculos.

Para el cálculo del dintel, la carga de diseño se ha mayorado 1.5 veces la carga permanente obtenida anteriormente:

$$P_d = 1.5 \cdot T_{fis,d} = 1.5 \cdot \left( 1.35 \cdot \frac{T_{Fd}}{5} \right) = 1.5 \cdot \left( 1.35 \cdot \frac{784.28 \text{ kN}}{5} \right) = 317.63 \text{ kN} \quad (3.31)$$

Se puede ver que las barras Dywidag seleccionadas son suficientes para resistir dicha tensión ya que, tal como se ha comentado anteriormente, la carga máxima que resisten en régimen elástico es de 270 kN (menor a 235.28 kN) y la carga de rotura, 370 kN (menor a 317.63 kN).

#### 3.2.4.2. Leyes de esfuerzos

Se determinarán las leyes de esfuerzos a las que estarán sometidas las distintas partes del marco, para establecer si éste resiste.

En los dinteles se situarán dos HEB 300 en paralelo separados 4 cm para que puedan pasar las barras Dywidag y en los pilares un HEB 300. Se ha diseñado la unión pilar – dintel rígida, ya que los pilares son suficientemente rígidos como para absorber el momento que aparece sin sufrir pandeo. En la siguiente figura se puede ver la sección transversal tanto de los dinteles como de los pilares:

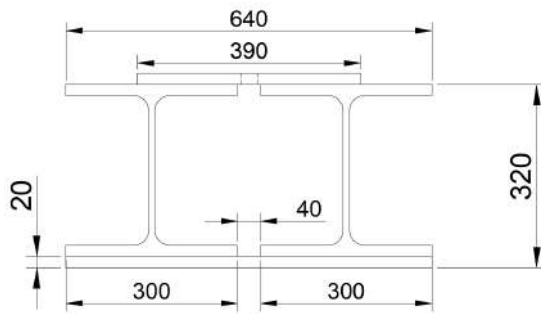


Figura 3.38 Sección dintel (mm)

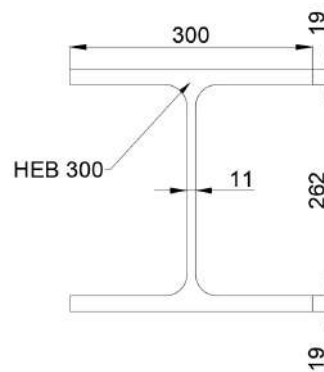


Figura 3.39 Sección pilar (mm)

A partir de las cargas de diseño se pueden obtener las leyes de esfuerzos en los dinteles como:

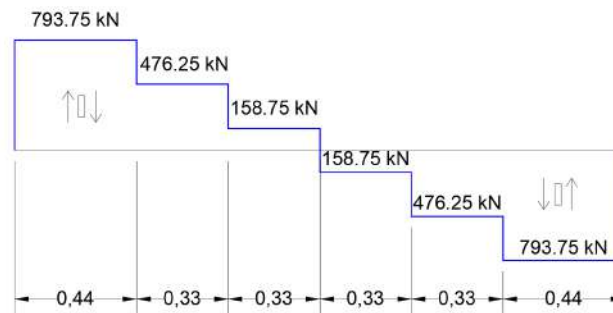


Figura 3.40 Corte en el dintel (m)

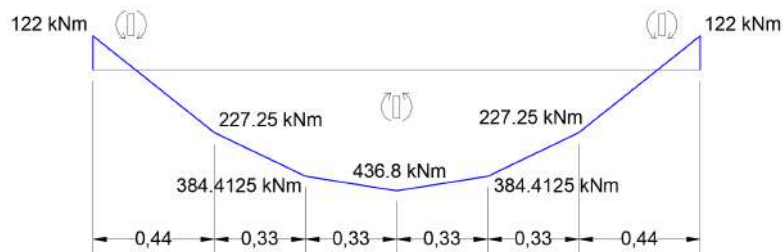


Figura 3.41 Momento en el dintel (m)

Las leyes de esfuerzo en los pilares son constantes debido a la doble simetría de geometría y carga:

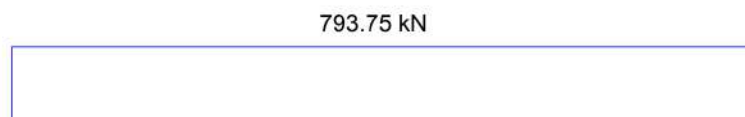


Figura 3.42 Corte en los pilares

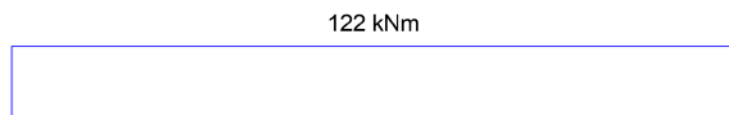


Figura 3.43 Momento en los pilares

### 3.2.4.3. Comprobaciones

Las comprobaciones a realizar sobre el marco se han llevado a cabo siguiendo la normativa española EAE. Todas las comprobaciones a nivel seccional se han realizado en régimen elástico ya que el marco debe deformarse lo mínimo posible puesto que el objetivo es tensar correctamente la losa que se esté ensayando.

En el dintel, donde tenemos dos perfiles HEB 300, se ha comprobado la resistencia para la interacción flector – cortante en el centro del vano y en la unión pilar – dintel. Los datos de la sección se pueden ver a continuación:

| A (cm <sup>2</sup> ) | Wel (cm <sup>3</sup> ) | I (cm <sup>4</sup> ) | i (cm) | Sx med sec.<br>(cm <sup>3</sup> ) | Sx unión<br>alma-ala (cm <sup>3</sup> ) | Espesor 2<br>almas (cm) |
|----------------------|------------------------|----------------------|--------|-----------------------------------|---|-------------------------|
| 298.2                | 3360                   | 503320               | 12.9   | 1868                              | 1145.7                                  | 2.2                     |

Tabla 3.11 Datos dintel

Para el cortante se debe comprobar:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (3.32)$$

Donde:

- $V_{Ed}$  es el valor del cortante
- $A_w$  es el área del alma

Se puede observar:

$$\frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 151.21 \text{ MPa}$$

Para la interacción flexión – cortante se debe comprobar:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.33)$$

Se puede observar:

$$\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ MPa}}{1.05} = 261.9 \text{ MPa}$$

Dado que la distribución de cortantes en el dintel no es uniforme, no está claro, a priori, cuál es la sección crítica. Por ello, se comprobará que las secciones críticas (centro del vano y unión dintel – pilar) resistan tanto en el centro del alma, donde el cortante es máximo y la tensión nula, como en la

unión ala alma, donde aparece tanto cortante como tensión. Por ello, en ambas secciones se comprobará que la tensión de comparación es menor que la máxima admisible.

La tensión de comparación, para la sección del centro de vano, en su fibra extrema, tiene un valor de 138.9 MPa, menor que la tensión máxima admisible,  $f_y/\gamma_{M0} = 261.9 \text{ MPa}$ . En la fibra del centro de gravedad de la sección (G), se obtiene un valor de  $\tau_{Ed} = 34.69 \text{ MPa}$  menor que 151.21 MPa (el valor límite admisible  $f_y/\sqrt{3}\gamma_{M0}$ ). En la unión ala – alma, la tensión vale  $\sigma = 121.4 \text{ MPa}$  y el cortante  $\tau = 16.4 \text{ MPa}$ , por lo que  $\sigma_{co} = 124.68 \text{ MPa}$ . Dado que este valor es menor a 261.9 MPa, se puede afirmar que esta sección resiste todas las solicitaciones.

En la sección de la unión entre dintel y pilar de la viga, la tensión máxima tiene un valor de 35.6 MPa en la fibra extrema, menor que la tensión máxima admisible.  $\tau_{Ed} = 173.5 \text{ MPa}$  en el centro de gravedad (G), también menor que el límite. En la unión ala – alma,  $\sigma = 31.1 \text{ MPa}$  y  $\tau = 82.1 \text{ MPa}$ , por lo que  $\sigma_{co} = 145.56 \text{ MPa}$ ; por lo que también resiste.

Se puede afirmar que el dintel resiste.

A continuación, se comprobará que el pilar resista las solicitaciones. En él tenemos un perfil HEB 300, se ha comprobado su resistencia para la interacción axil – flexión debido a las cargas del ensayo en su eje principal (Y-Y) y debido a su peso propio en su eje débil (Z-Z). A continuación, se pueden ver los datos de la sección:

| A (cm <sup>2</sup> ) | W <sub>el</sub> Y-Y (cm <sup>3</sup> ) | W <sub>pl</sub> Y-Y (cm <sup>3</sup> ) | I Y-Y (cm <sup>4</sup> ) | i Y-Y (cm) | W <sub>el</sub> Z-Z (cm <sup>3</sup> ) | I Z-Z (cm <sup>4</sup> ) | i Z-Z (cm) |
|----------------------|--|--|--------------------------|------------|--|--------------------------|------------|
| 149.1                | 1680                                   | 1870                                   | 25200                    | 12.9       | 571                                    | 8660                     | 7.6        |

Tabla 3.12 Datos pilar

Primero se va a comprobar que resiste tanto el axil como el momento de primer orden en ambos ejes, actuando de manera independiente:

El valor del axil de diseño es  $N_{Ed} = 793.75 \text{ kN}$  y a continuación se calcula la resistencia a flexión de la columna:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{149.1 \text{ cm}^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{1.05} = 3905 \text{ kN} > N_{Ed} \quad (3.34)$$

El valor de los momentos es  $M_{y,Ed} = 122 \text{ kNm}$  y  $M_{z,Ed} = 0.5 \text{ kNm}$  (debido al peso propio). En este caso se calcula el valor de la resistencia a tracción de la columna:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1680 \text{ cm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1.05} = 440 \text{ kNm} > M_{y,Ed} \quad (3.35)$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{571 \text{ cm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1.05} = 149.55 \text{ kNm} > M_{z,Ed} \quad (3.36)$$

Se puede comprobar que la sección resiste.

A continuación, se comprueba si la columna resiste el efecto combinado de esos dos esfuerzos, teniendo en cuenta además los efectos de segundo orden. Se ha despreciado el efecto del peso propio considerando únicamente el axil y el momento en el eje Y-Y.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 149.1 \text{ cm}^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{1.05} = 3905 \text{ kN} > N_{Ed} \quad (3.37)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 1680 \text{ cm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1.05} = 420 \text{ kNm} > M_{y,Ed} \quad (3.38)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \text{ MPa} \cdot 25200 \text{ cm}^4}{(0.5 \cdot 2.2 \text{ m})^2} = 411097.5717 \text{ kN} \quad (3.39)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{149.1 \text{ cm}^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{411097.5717 \text{ kN}}} = 0.10 \quad (3.40)$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.1 - 0.2) + 0.1^2] = 0.49 \quad (3.41)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.10^2}} = 1.036 > 1 \rightarrow \chi = 1 \quad (3.42)$$

A continuación, se comprobará si la sección resiste la interacción compresión – flexión. Se ha despreciado el efecto del peso propio, considerando únicamente el axil y el momento en el eje Y-Y.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{y,cr}}} \cdot \frac{c_{My} \cdot M_{y,Ed}}{\chi \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{z,cr}}} \cdot \frac{c_{Mz} \cdot M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (3.43)$$

$$\frac{793.75 \text{ kN}}{3905 \text{ kN}} + \frac{1}{1 - \frac{793.75 \text{ kN}}{411097.5717 \text{ kN}}} \cdot \frac{1.05 \cdot 122 \text{ kNm}}{1 \cdot \frac{4100.25 \text{ kNm}}{1.05}} = 0.236 \leq 1$$

En este caso también se puede afirmar que la sección resiste a pandeo.

Como último comentario, ninguna de las situaciones intermedias de tesado de la losa resulta más crítica que la situación final.

### 3.2.4.4. Elementos particulares

En este apartado se van a dimensionar los elementos accesorios que requiere el marco. Estos son las chapas de anclaje que van atornilladas a las barras Dywidag, los cartabones de apoyo, las chapas de apoyo y los tornillos que unen los perfiles.

#### - Chapas de anclaje

Se colocará una chapa de anclaje atornillada a cada barra Dywidag. En el momento del tesado, los gatos empujarán contra ellas por lo que tienen la función de repartir la carga puntual de los anclajes en un área mayor para, de este modo, evitar la abolladura en las alas de los perfiles. Adicionalmente, sirven estructuralmente para garantizar que los dos perfiles HEB del dintel trabajan juntos a flexión. En la siguiente figura se pueden ver las dimensiones de la chapa:

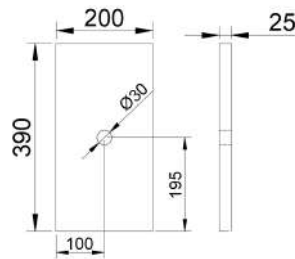


Figura 3.44 Dimensiones chapa (mm)

Se ha seleccionado el mínimo espesor que cumple con las necesidades resistentes y las otras dos dimensiones vienen impuestas por la soldadura y por motivos constructivos tal como se explicará más adelante.

En ellas se comprobará la interacción flexor – cortante y el punzonamiento siguiendo la normativa EAE. Adicionalmente se comprobará que la soldadura resista las tensiones. Los datos de la sección son:

| Ancho chapa (mm) | Espesor (mm) | I (cm <sup>4</sup> ) | Sx media sección (cm <sup>3</sup> ) |
|------------------|--------------|----------------------|-------------------------------------|
| 200              | 25           | 26                   | 15.6                                |

Tabla 3.13 Datos sección

Primero se va a comprobar la interacción flexión – cortante. Se ha supuesto la chapa biempotrada, pudiendo flexionar únicamente en el espacio de 4 cm que queda entre los dos perfiles HEB.

Se comprueba el cortante:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} \quad (3.44)$$

$$\frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{317.63 \text{ kN}}{200\text{mm} \cdot 25\text{mm}} = 63.5 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = \frac{275\text{MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 151.21 \text{ MPa}$$

Para la flexión se debe comprobar:

$$\sigma_{max} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.45)$$

$$\sigma_{max} = \frac{P \cdot L/8 \cdot h/2}{I} = \frac{317.63 \text{ kN} \cdot \frac{40\text{mm}}{8} \cdot \frac{25\text{mm}}{2}}{\frac{200\text{mm} \cdot 25^3}{12}} = 76.2 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ MPa}}{1.05} = 261.9 \text{ MPa}$$

A continuación, se comprobará que la interacción entre el cortante y la flexión es resistida:

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{76.2^2 + 3 \cdot 63.5^2} = 133.8 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 261.9 \text{ MPa} \quad (3.46)$$

Se puede afirmar que resiste.

A continuación, se comprueba que resiste el punzonamiento siguiendo la formulación del artículo 58.7 de la EAE.

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.47)$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 41 \text{ mm} \cdot 25\text{mm} \cdot 430 \text{ MPa}}{1.25} = 664.4 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 317.63 \text{ kN} = P_d$$

A continuación, se comprueban las soldaduras. En la siguiente figura se pueden ver sus disposiciones en las placas. Se han calculado en dos grupos distinto, las de tipo 1 y las de tipo 2. Las primeras resistirán el rasante debido a la flexión longitudinal del dintel para evitar el deslizamiento entre la chapa y el dintel. Las segundas deberán resistir el momento de empotramiento.

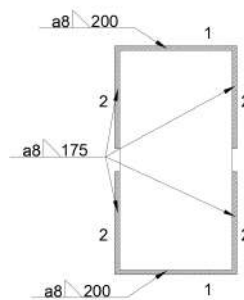


Figura 3.45 Soldaduras en la chapa (mm)



**Soldaduras tipo 1:**

En la siguiente tabla se pueden ver los datos de la sección compuesta por las HEBs y la chapa:

| $M_{\text{extr 1 chapa}}$<br>(kNm) | $M_{\text{extr 2 chapa}}$<br>(kNm) | $\Delta C_{\text{lados chapa}}$<br>(kN) | a (mm) | Long<br>soldadura<br>(mm) | Área<br>soldadura<br>(mm <sup>2</sup> ) |
|------------------------------------|------------------------------------|---|--------|---------------------------|---|
| 144.2                              | 270.8                              | 254.7                                   | 8      | 200                       | 3200                                    |

*Tabla 3.14 Datos HEBs + chapa, soldadura 1*

Las soldaduras tipo 1 deberán resistir la fuerza rasante debida a la diferencia entre valores de momento entre ambos extremos de la soldadura. Se comprobará la chapa más solicitada, que es la central. Dado que el momento en un extremo vale 144.2 kNm y en el opuesto 270.8 kNm, el cortante tiene un valor de 254.7 kN.

$$t_a = \tau_{\parallel} = \frac{\Delta C}{A} = \frac{254.7 \text{ kN}}{3200 \text{ mm}^2} = 79.6 \text{ MPa} \quad (3.48)$$

Ahora se debe comprobar que la soldadura resista dicho esfuerzo.

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.49)$$

$$\sqrt{3 \cdot (79.6 \text{ MPa})^2} = 137.9 \text{ MPa} \leq \frac{430 \text{ MPa}}{0.85 \cdot 1.25} = 404.71 \text{ MPa}$$

**Soldaduras tipo 2:**

En la siguiente tabla se pueden ver los datos para realizar la comprobación de la soldadura tipo 2:

| $I_y \text{ (cm}^4\text{)}$ | $M_{\text{empotramiento}} \text{ (kNm)}$ | $a \text{ (mm)}$ | Long soldadura (mm) | Área soldadura (mm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|--|------------------|---------------------|-----------------------------------|
| 714.58                      | 1.59                                     | 8                | 175                 | 5600                              |

*Tabla 3.15 Datos HEBs + chapa, soldadura 2*

Las soldaduras de este tipo deberán resistir el momento de empotramiento entre la chapa y las HEBs. Se comprobará el punto más solicitado. Se ha considerado la fuerza puntual  $P_d$  actuando en el centro de la chapa, por lo que el punto más solicitado es el más alejado del anclaje.

$$n = \frac{M \cdot z}{I_y} = \frac{1.59 \text{ kNm} \cdot \frac{175 \text{ mm}}{2}}{714.58 \text{ cm}^4} = 19.47 \text{ MPa} \quad (3.50)$$

$$\tau_{\perp} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (t - n) = \frac{-1}{\sqrt{2}} \cdot 19.47 \text{ MPa} = -13.77 \text{ MPa} \quad (3.51)$$

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (t + n) = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 19.47 \text{ MPa} = 13.77 \text{ MPa} \quad (3.52)$$

Ahora se debe comprobar que la soldadura resista dicho esfuerzo.

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.53)$$

$$\sqrt{13.77^2 + 3 \cdot (13.77)^2} = 27.53 \text{ MPa} \leq \frac{430 \text{ MPa}}{0.85 \cdot 1.25} = 404.71 \text{ MPa}$$

A continuación, se puede ver una imagen de la chapa en el marco.



*Figura 3.46 Chapa de anclaje*

- Rigidizadores alma HEB

Se va a comprobar que el alma de los perfiles HEB no se abollan siguiendo el artículo 35.5 de la EAE. Para paneles de almas no rigidizadas se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (3.54)$$

Donde:

- $h_w$  es la altura del alma
- $t_w$  es el espesor del alma
- $\eta$  es el coeficiente que permite considerar la resistencia adicional que ofrece en régimen plástico el endurecimiento por deformación del material

$$\frac{262 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} = 23.82 < \frac{72}{1.2} \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{275 \text{ MPa}}} = 79.87$$

Se puede afirmar que los perfiles no presentarán problemas de abolladura. Aun así, se han proyectado rigidizadores de 1 cm de espesor bajo las cargas concentradas que se aplican en los dinteles.

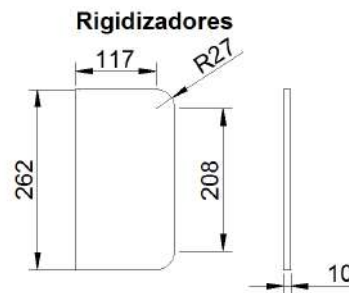


Figura 3.47 Rigidizadores HEB (mm)

A continuación, se pueden ver los rigidizadores. Como se aprecia en la foto, la soldadura no llega a la unión ala – alma ya que se generarían tensiones muy elevadas. En ningún caso se debe realizar una soldadura de modo que confluyan tres aristas en un mismo punto.



Figura 3.48 Rigidizadores

- Cartabones de apoyo

Estos cartabones son sobre los que descansarán los dinteles. Para su dimensionamiento se ha seguido el artículo 61.6 de la EAE. Se ha considerado el tozo de la chapa limitado por la biela de compresión.

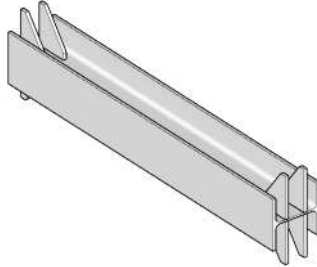


Figura 3.49 Perspectiva del dintel

A continuación, se pueden ver las dimensiones de los cartabones, así como la fuerza actuante sobre ellos.

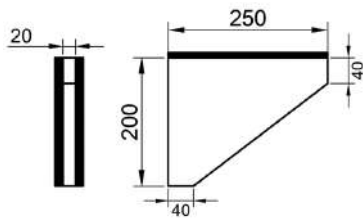


Figura 3.50 Dimensiones cartabón (mm)

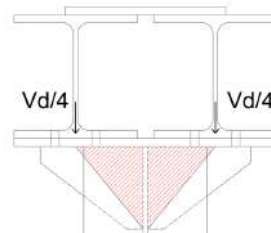


Figura 3.51 Esquema cargas cartabón

Se disponen cuatro cartabones en cada punto de unión entre los pilares y los dinteles de modo que cada uno de ellos debe soportar un cuarto de la reacción, por lo tanto,  $V_d/4 = 198.4 \text{ kN}$ .

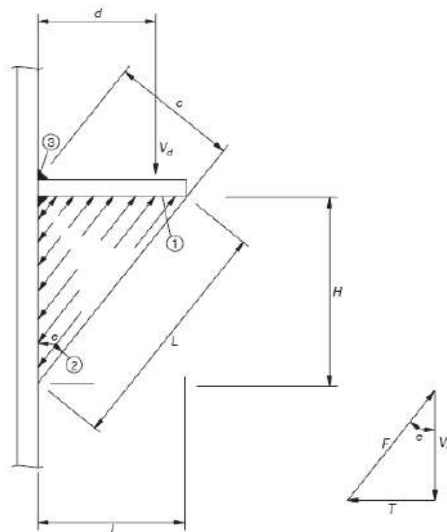


Figura 3.52 Esquema del artículo 61.1 EAE

Se comprobará la resistencia del alma al aplastamiento local ( $V_{Rd1}$ ) y la resistencia del cartabón a abolladura ( $V_{Rd2}$ ). Los datos necesarios de los cartabones:

| Perfil     | $t_f$<br>(mm) | $t_w$<br>(mm) | $r$<br>(mm) | $f_y$<br>(MPa) | $t$<br>(mm) | $d$<br>(mm) | $H$<br>(mm) | $\theta$ | $c$<br>(mm) |
|------------|---------------|---------------|-------------|----------------|-------------|-------------|-------------|----------|-------------|
| HEB<br>300 | 19            | 11            | 27          | 275            | 20          | 165         | 200         | 39.5     | 127.3       |

Tabla 3.16 Datos cartabones

$$V_{Rd1} = 5 \cdot (t_f + r) \cdot t_w \cdot f_y \quad (3.55)$$

Donde:

- $t_f, t_w, r$  son los espesores del ala y del alma de la viga y el radio de acuerdo ala-alma de la misma
- $f_y$  es su límite elástico

$$V_{Rd1} = 5 \cdot (19 \text{ mm} + 27 \text{ mm}) \cdot 11 \text{ mm} \cdot 275 \text{ MPa} = 695.75 \text{ kN}$$

Se puede ver que este valor es mayor al cortante solicitante.

$$V_{Rd2} = C_E \cdot \frac{M_{pl,Rd}}{d} \quad (3.56)$$

Donde:

- $C_E$  es el coeficiente de escuadra que se puede calcular como  $0.14 \cdot \bar{\lambda}^2 - 1.07 \cdot \bar{\lambda} + 2.3$
- $M_{pl,Rd}$  es el momento plástico de la sección del rigidizador que se puede calcular como  $\frac{t \cdot c^2 \cdot f_y}{4}$
- $d$  es la distancia desde el pilar hasta el punto de aplicación de la fuerza
- $\bar{\lambda}$  es la esbeltez adimensional del rigidizador, calculada como  $0.805 \cdot \frac{c}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
- $t$  el espesor del rigidizador
- $c$  es el canto útil del rigidizador medido normalmente a su borde útil

$$\bar{\lambda} = 0.805 \cdot \frac{127.3 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} \cdot \sqrt{\frac{275 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}}} = 0.19 \quad (3.57)$$

$$V_{Rd2} = (0.14 \cdot 0.19^2 - 1.07 \cdot 0.19 + 2.3) \cdot \frac{20 \text{ mm} \cdot (127.3 \text{ mm})^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{165 \text{ mm} \cdot 4} = 283.8 \text{ kN}$$

En este caso también se puede ver que este valor es mayor a  $V_{Rd}$ , cartabón.

A continuación, se comprueban las soldaduras. En la siguiente figura se pueden ver sus disposiciones.

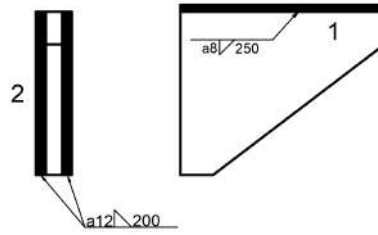


Figura 3.53 Soldaduras cartabones

Se ha seguido el mismo esquema de bielas y tirantes en el que se basa la formulación de la EAE y se han introducido los efectos del momento flector que se transmite del dintel a los pilares.

### Soldaduras tipo 1:

Las soldaduras tipo 1 se dimensionarán para que resistan la tracción generada por la fuerza puntual. En la siguiente tabla se pueden ver los datos de la soldadura:

| $V_d/4$ (kN) | T (kN) | a (mm) | Long soldadura (mm) | Área soldadura (mm <sup>2</sup> ) |
|--------------|--------|--------|---------------------|-----------------------------------|
| 198.4        | 163.68 | 8      | 250                 | 4000                              |

Tabla 3.17 Características soldaduras tipo 1

$$t_a = \tau_{\parallel} = \frac{T}{A} = \frac{163.68 \text{ kN}}{4000 \text{ mm}^2} = 40.92 \text{ MPa} \quad (3.58)$$

Ahora se debe comprobar que la soldadura resista dicho esfuerzo.

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.59)$$

$$\sqrt{3 \cdot (40.92 \text{ MPa})^2} = 70.88 \text{ MPa} \leq \frac{430 \text{ MPa}}{0.85 \cdot 1.25} = 404.71 \text{ MPa}$$

**Soldaduras tipo 2:**

En la siguiente tabla se pueden ver los datos de la soldadura. Se ha dimensionado esta soldadura para que resista la fuerza vertical  $V_d/4$  y los efectos del momento hiperestático.

| $I_y (\text{cm}^4)$ | $V_d/4 (\text{kN})$ | $M_{hip} (\text{kNm})$ | $a (\text{mm})$ | Long soldadura (mm) | Área soldadura ( $\text{mm}^2$ ) |
|---------------------|---------------------|------------------------|-----------------|---------------------|----------------------------------|
| 1600                | 198.4               | 122                    | 12              | 200                 | 4800                             |

*Tabla 3.18 Características soldadura tipo 2*

$$t_a = \tau_{\parallel} = \frac{V_d/4}{A} = \frac{198.4 \text{ kN}}{4800 \text{ mm}^2} = 41.33 \text{ MPa} \quad (3.60)$$

$$n = \frac{M_{hip} \cdot z}{I_y} = \frac{122/4 \text{ kNm} \cdot 100 \text{ mm}}{1600 \text{ cm}^4} = 190.625 \text{ MPa} \quad (3.61)$$

$$\tau_{\perp} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (t - n) = \frac{-1}{\sqrt{2}} \cdot 190.625 \text{ MPa} = -134.79 \text{ MPa} \quad (3.62)$$

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (t + n) = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 190.625 \text{ MPa} = 134.79 \text{ MPa} \quad (3.63)$$

Ahora se debe comprobar que la soldadura resista dicho esfuerzo.

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.64)$$

$$\sqrt{134.79^2 + 3 \cdot (-134.79)^2} = 269.58 \text{ MPa} \leq \frac{430 \text{ MPa}}{0.85 \cdot 1.25} = 404.71 \text{ MPa}$$

A continuación, se puede ver una imagen de los cartabones de apoyo:



*Figura 3.54 Cartabones de apoyo*

### - Chapas de apoyo

Estas chapas tienen la función de hacer de transición entre los perfiles HEB que forman el dintel y los que forman el pilar. De este modo se garantiza un correcto apoyo de éstos sobre los cartabones. Se ha dimensionado la chapa para que resista la carga que le transmiten los perfiles (carga lineal) flectando sobre los cartabones.

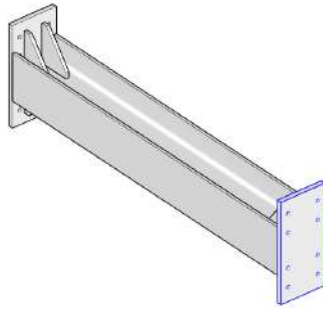


Figura 3.55 Chapas de apoyo

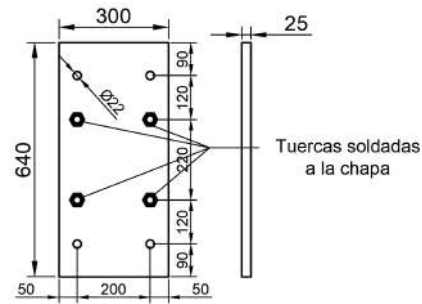


Figura 3.56 Dimensiones placas de apoyo (mm)

Se ha realizado un modelo de elementos finitos para obtener los momentos flectores (-3.9 kNm) y cortante en la sección sobre la chapa. Se ha modelizado el trozo de chapa que flecta entre los dos cartabones, considerándose perfectamente empotrado en ellos (los lados verticales en el dibujo). El cortante transmitido a esos dos cartabones a través de la chapa se ha introducido como una carga lineal (de izquierda a derecha en el dibujo). De cara a la comprobación de la resistencia sólo se tomarán como eficaces 5 cm a cada lado del alma de cada perfil del dintel.

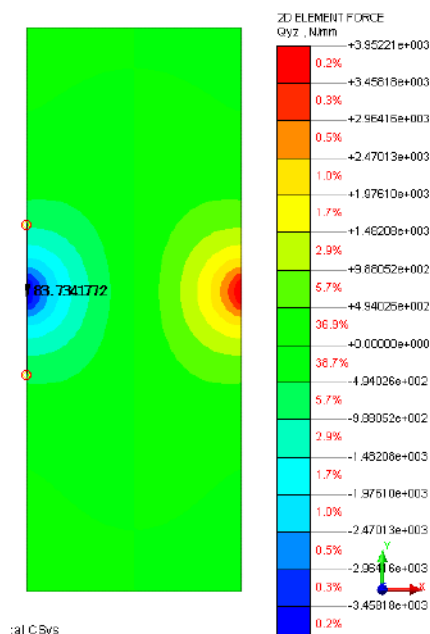


Figura 3.57 Cortante en la chapa

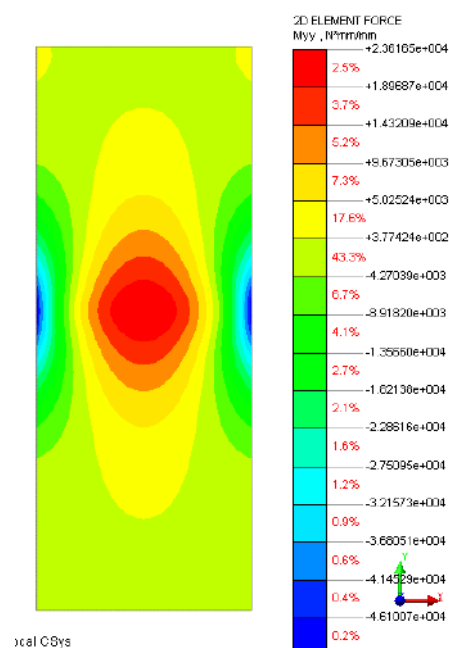


Figura 3.58 Momento en la chapa



El valor del momento de diseño  $M_d = 3.95 \text{ kNm}$  y el valor del cortante es  $V_d = 198.4 \text{ kN}$ . Se debe comprobar que la chapa resiste ambos esfuerzos. El momento resistente tiene un valor de  $6.5 \text{ kNm}$ , mayor al momento de diseño.

El cortante máximo en la sección del centro de gravedad vale:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{198.4 \text{ kN}}{25 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 26.46 \text{ MPa} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{275 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 151.21 \text{ MPa} \quad (3.65)$$

Se puede ver que la chapa resiste.

Para finalizar, se calcula la unión atornillada entre las chapas de apoyo calculadas anteriormente con los perfiles del dintel. Se ha dimensionado para resistir únicamente el momento hiperestático que se genera entre el dintel y las pilas que tiene un valor de  $122 \text{ kNm}$ . La unión se diseñará con tornillos M20 10.9 cuyas propiedades son:  $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$  y  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ . El diámetro de la tuerca es  $30 \text{ mm}$  y la distancia entre tornillos  $200 \text{ mm}$ .

El tornillo más solicitado deberá resistir  $F_{T, Ed} = 152.5 \text{ kN}$ , valor que se puede encontrar a partir del momento como:

$$F_{t,Ed} = \frac{122 \text{ kNm}}{100 \text{ mm} \cdot 8} = 152.5 \text{ kN} \quad (3.66)$$

Con este valor se comprobará que la clase resistente sea suficiente y, finalmente, se comprobará que la métrica del tornillo sea suficiente para que no haya punzonamiento.

Se comprueba la resistencia a tracción:

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (3.67)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot 1000 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1.25} = 176.4 \text{ kN} \geq F_{t,Ed}$$

Se comprueba la resistencia a punzonamiento:

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.68)$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 30 \text{ mm} \cdot 25 \text{ mm} \cdot 430 \text{ MPa}}{1.25} = 486.3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed}$$

Se puede ver que los tornillos resisten.

A continuación, se puede ver una foto de los perfiles HEB del dintel y la placa de apoyo a la que se anclan.

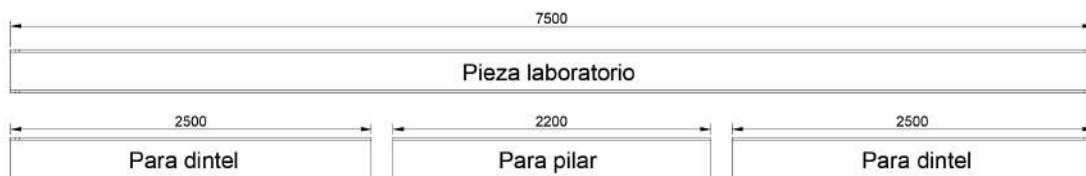


*Figura 3.59 Dintel y placa de apoyo*

#### *3.2.4.5.Despiece*

En el laboratorio de estructuras se cuenta con dos perfiles HEB 300 de 7.5 metros de longitud cada uno. De ellos se quieren obtener 6 piezas, cuatro para los dinteles y dos para los pilares.

Se cortarán dos trozos de 2.5 metros para uno de los dinteles y uno de 2.2 metros para un pilar, obteniendo tres piezas de cada perfil HEB 300 y usando 7.2 metros de los 7.5 disponibles. Los perfiles usados presentan taladros a 5 centímetros de ambos bordes libres que se van a usar para la unión entre dintel y pilar. Por ello, se destinarán los dos bordes libres a los dinteles. Dichos taladros tienen un diámetro de 20 mm que se ampliará a 22 mm para obtener la holgura establecida por la EAE para tornillos M20. A continuación se puede ver el despiece:



*Figura 3.60 Despiece HEB 300*

Finalmente se puede calcular el peso total de los materiales:

- 4 HEB 300 de 2.5 m: 1170 kg
- 2 HEB 300 de 2.2 m: 515 kg
- 12 placas de 200 x 390 x 25 mm: 184 kg
- 4 placas de apoyo de 640 x 300 x 25 mm: 150 kg
- 16 cartabones de apoyo: 83 kg
- 72 rigidizadores para los dinteles: 214 kg
- 40 uniones HEB-HEB de 19 x 40 x 10 mm: 2 kg
- Peso estimado losa: 817 kg
- **TOTAL: 3136 kg**

### 3.2.5. Pórtico

Para realizar el ensayo se usará el pórtico disponible en el laboratorio de estructuras. Éste es de la marca MTS y cuenta con un actuador pseudo-dinámico con una capacidad máxima de 1000 kN en compresión y 650 kN en tracción. El servo actuador es controlado por un sistema de lazo cerrado.

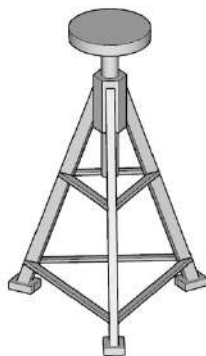
En la siguiente imagen se puede ver el pórtico en funcionamiento sobre una de las losas del ensayo:



*Figura 3.61 Pórtico del laboratorio*

### 3.2.6. Banquetas

Para poder ajustar con precisión la altura del marco y que los agujeros de las placas de anclaje coincidieran con las barras Dywidag situadas en el plano medio de la losa, era necesario disponer de unos apoyos de altura regulable. Para ello, se diseñaron y se encargaron 4 banquetas de acero que sustentan el marco en cada una de sus esquinas. Las banquetas tienen el siguiente aspecto:



*Figura 3.62 Esquema banqueta*



*Figura 3.63 Banqueta*

### 3.3. Carga última esperada

Durante la etapa de diseño de la campaña experimental se realizó una campaña de simulaciones numéricas con el objetivo de empezar a conocer un poco el fenómeno estudiado y predecir las cargas de rotura de las losas para los diferentes niveles de tracción.

Así mismo, se calcularon los mismos valores utilizando la CCCM. Los resultados obtenidos se muestran en el siguiente gráfico:

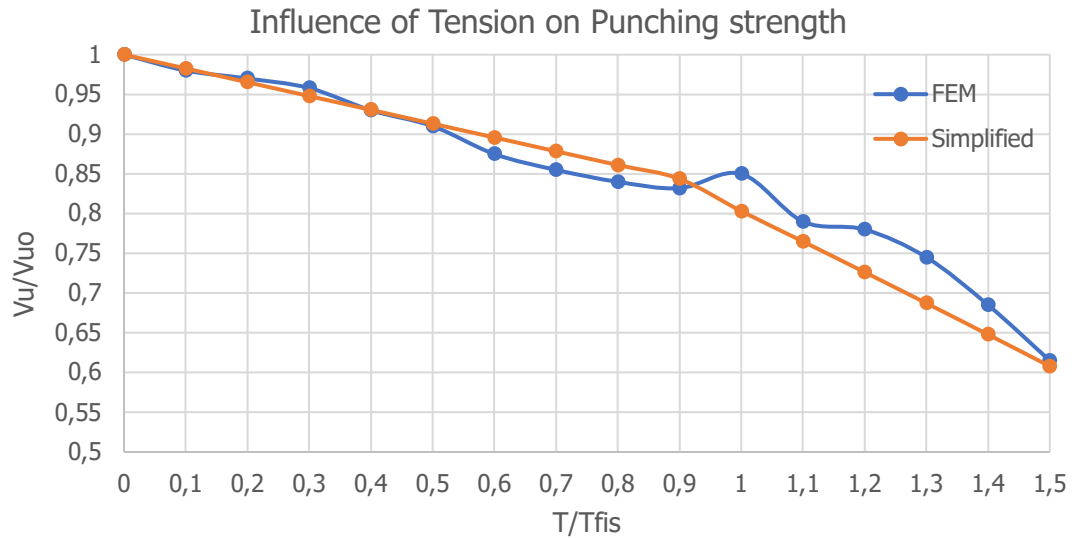


Gráfico 3.1 Influencia de la tensión en la fuerza de punzonamiento

### 3.4. Caracterización de los materiales

Al tratarse de un ensayo experimental es muy importante tener bien caracterizados los materiales que se van a usar ya que los cálculos realizados dependen de los parámetros que los gobiernan. Tanto el hormigón como el acero se han pedido a empresas de larga tradición y confianza, pero, aun así, se deben comprobar sus características para obtener los valores exactos de los materiales con los que se va a trabajar ya que los resultados dependen de ellos.

Se van a parametrizar los dos materiales que forman las losas, el hormigón y el acero. Las características que van a ser parametrizadas del hormigón serán la resistencia a compresión, el módulo secante de elasticidad en compresión y la resistencia a tracción indirecta. Esto se llevará a cabo mediante tres ensayos: el de compresión simple, el módulo de elasticidad y el ensayo brasileño. Para el acero se parametrizará el límite elástico, la deformación en el límite elástico y el módulo de Young. En este caso se llevará a cabo un ensayo de tracción simple.

A continuación, se detalla de que tratan estos ensayos, la normativa utilizada para llevarlos a cabo, así como los resultados obtenidos.

#### 3.4.1. Hormigón

El objetivo de caracterizar el hormigón es tener claros los parámetros del material que se va a ensayar. Por ello, los ensayos se deben llevar a cabo sobre el mismo hormigón que el que se va a usar para la prueba. Con este fin, en el mismo momento de hormigonar las losas, con el hormigón del mismo camión se llenaron 39 probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. El llenado de éstas se debe realizar siguiendo las indicaciones de la normativa, de forma cuidadosa para obtener resultados representativos. Las dimensiones de las probetas son estándar y se deben llenar vibrando el hormigón para evitar tener huecos de aire, así como agregados. Se ha usado la normativa UNE-EN-12390-2 donde se determina el método de fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia. En las siguientes fotos se pueden ver las probetas después de rellenarse, el ensayo del cono de Abrams y las probetas una vez fraguado el hormigón. En las siguientes imágenes se puede ver como quedaron las losas después del encofrado, donde se dejó un espacio especial para que pudieran pasar las barras Dywidag para el anclaje y un tubo por donde pasar los cables provenientes de las galgas de las armaduras. También se puede apreciar el hormigonado, vibrado y regleado de las losas, así como una foto final. Finalmente se puede ver una foto del desencofrado.



*Figura 3.64 Losas encofradas*



*Figura 3.65 Canalización para los cables*





*Figura 3.66 Hormigonado*



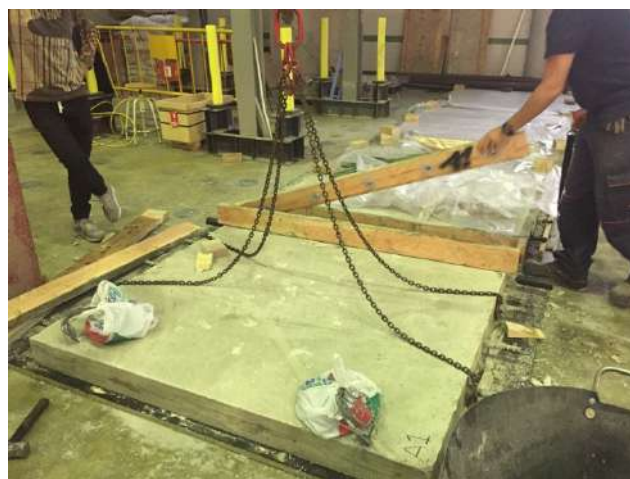
*Figura 3.67 Vibrado*



*Figura 3.68 Regleado de la losa*



*Figura 3.69 Resultado final*



*Figura 3.70 Desencofrado*

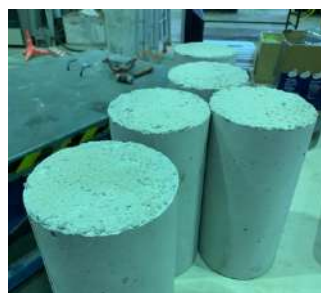
En la siguiente imagen se puede ver el resultado del ensayo del cono de Abrahams que se realizó mientras se estaba llevando a cabo el hormigonado.



*Figura 3.71 Ensayo Cono Abrams*



*Figura 3.72 Probetas*



*Figura 3.73 Probetas fraguadas*

De igual modo, es importante el método de conservación de las probetas que se detalla también en la norma mencionada. Se mantendrán las probetas en el mismo ambiente que las losas para que su curado sea equivalente. De las 39 probetas realizadas, 6 fueron ensayadas a los 7 días de hormigonar, 15 a los 28 días y 6 a los 56 días. Dado que para el ensayo de módulo no se rompe la probeta, se ensayarán las mismas tres probetas a los 7, 28 y 56 días. Se realizan tres bloques de ensayos para ver la evolución de los parámetros del material. Además, 9 de las 15 ensayadas a los 28 días fueron almacenadas en una sala con condiciones de humedad controladas para. A estas probetas se le realizaron los mismos ensayos y en el mismo momento que a las almacenadas en la zona no normalizada.

Adicionalmente, se realizarán los mismos ensayos el primer día de ensayo sobre una losa y el último día de ensayo. Se usarán tres para cada ensayo (compresión simple, módulo de elasticidad y brasileño), usando las mismas tres el primer día y el último para el ensayo de módulo de elasticidad ya que la probeta no se rompe en éste. Dichos resultados serán comentados en el capítulo de resultados.

Para caracterizar el hormigón de forma precisa se han realizado tres tipos de ensayos: el de compresión simple, el módulo de elasticidad y el ensayo brasileño. Por cada tipo de ensayo, tanto a los 7, 28 como 56 días, así como para las muestras de la sala húmeda, se realizaron los ensayos sobre tres muestras distintas para obtener un valor medio que se usará como representativo. A continuación, se detallará el procedimiento de cada uno de ellos.

### 3.4.1.1. Compresión simple

El objetivo de este ensayo es determinar la resistencia a compresión del hormigón que se va a usar.

Para la realización de este ensayo se ha seguido la normativa UNE-EN 12390-3. Una vez preparadas las probetas se debe asegurar que la máquina de ensayo está totalmente limpia de cualquier resto de gravilla u otro material. Se aplica una carga inicial que no debe exceder de, aproximadamente, el 30% de la carga de rotura. Posteriormente se debe seleccionar una velocidad de carga constante dentro del rango  $0.6 \pm 0.2$  MPa/s. Ésta se aplica sin brusquedades y se incrementa continuamente a la velocidad seleccionada  $\pm 10\%$ , hasta que la probeta rompa. Se debe registrar la máxima carga que resiste la probeta para poder calcular la resistencia a compresión del hormigón.

Se puede obtener la resistencia a compresión como:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (3.69)$$

Donde:

- $f_c$  es la resistencia a compresión
- $F$  es la carga máxima de rotura
- $A_c$  es el área transversal de la probeta sobre la que actúa la fuerza de compresión

En las siguientes imágenes se puede ver la realización de un ensayo de compresión simple:



Figura 3.74 Ensayo de compresión simple



Figura 3.75 Probeta rota en ensayo



Como se ha comentado anteriormente, se realizó el ensayo sobre tres probetas a los 7, 28 y 56 días de hormigonar y sobre tres probetas mantenidas en condiciones normalizadas a los 28 días. A continuación, se pueden ver los resultados obtenidos:

| 7 días               |               |                 |
|----------------------|---------------|-----------------|
| Nº probeta           | $f_c$ (MPa)   | $\epsilon_{cu}$ |
| 1                    | 29.686        | 0.004667        |
| 2                    | 30.881        | 0.004013        |
| 3                    | 30.025        | 0.004343        |
| <b>Media</b>         | <b>30.198</b> | <b>0.004341</b> |
| 28 días              |               |                 |
| 1                    | 36.829        | 0.004593        |
| 2                    | 36.792        | 0.004437        |
| 3                    | 36.342        | 0.004473        |
| <b>Media</b>         | <b>36.651</b> | <b>0.004501</b> |
| 28 días normalizadas |               |                 |
| 1                    | 32.887        | 0.003920        |
| 2                    | 34.900        | 0.004053        |
| 3                    | 33.155        | 0.003867        |
| <b>Media</b>         | <b>33.647</b> | <b>0.003947</b> |
| 56 días              |               |                 |
| 1                    | 39.666        | 0.004443        |
| 2                    | 34.429        | 0.004133        |
| 3                    | 37.185        | 0.004443        |
| <b>Media</b>         | <b>37.093</b> | <b>0.004340</b> |

*Tabla 3.19 Resultados de los ensayos de compresión simple*

Se pidió hormigón HA-35, por lo que deberíamos tener un valor de la resistencia del hormigón a compresión  $f_c = 35$  MPa. En la siguiente tabla se puede ver la evolución de dicho parámetro a lo largo de los ensayos y una comparación con el valor de referencia:

| Días      | $f_c$ (MPa) | % referencia |
|-----------|-------------|--------------|
| <b>7</b>  | 30.198      | 86.28        |
| <b>28</b> | 36.651      | 104.72       |
| <b>56</b> | 37.093      | 105.98       |

Tabla 3.20 Evolución de la resistencia del hormigón a compresión

En el siguiente gráfico se muestra dicha evolución.

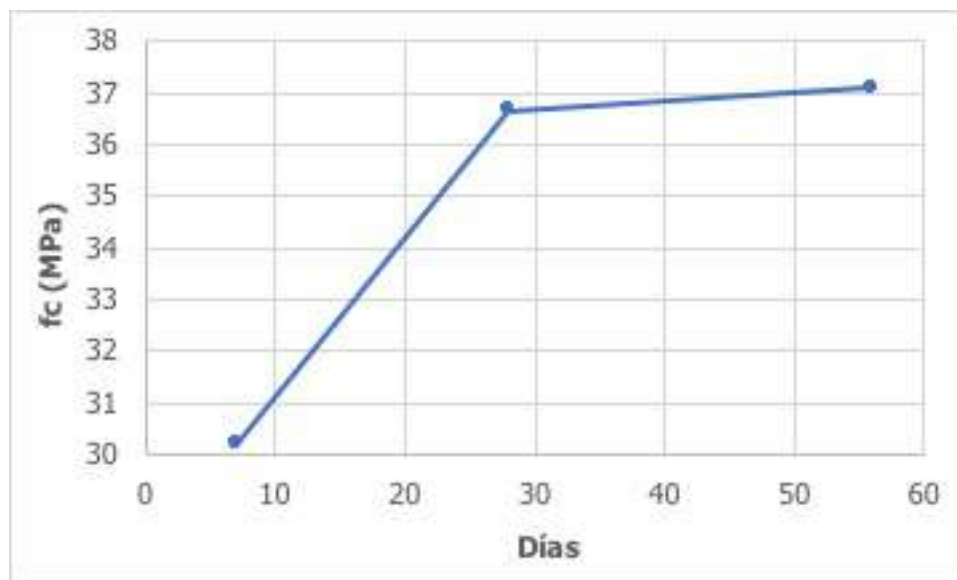


Gráfico 3.2 Evolución  $f_c$

Como es de esperar, se puede ver que el valor de la resistencia a compresión del hormigón va aumentando a medida que pasan los días. A los 28 días se ha alcanzado una resistencia superior a la esperada.

### 3.4.1.2. Módulo de elasticidad

El objetivo de este ensayo es determinar el módulo secante de elasticidad en compresión del hormigón que se va a usar.

Para la realización de este ensayo se ha seguido la normativa UNE-EN 12390-13. En este ensayo se somete la probeta a compresión uniaxial, registrando las tensiones y deformaciones, y se determina la pendiente de la recta secante a la curva tensión – deformación.

Los instrumentos de medida de la deformación se deben colocar de tal forma que la base de medición sea equidistante con los extremos de la probeta.

Se aplican tres ciclos de carga, a una velocidad  $0.6 \pm 0.2$  MPa/s con intervalos de tensión mantenida no superiores a 20 s tal como se puede ver en la siguiente figura.

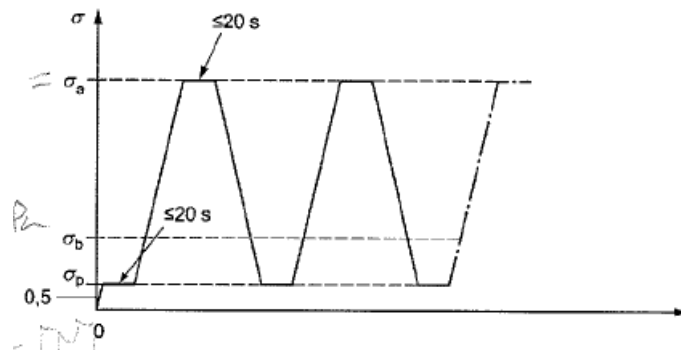


Figura 3.76 Ciclos de carga ensayo módulo secante de elasticidad

De la Figura 3.52,  $\sigma_a$  es la tensión nominal superior con valor  $f_c/3$ ;  $\sigma_b$  es la tensión nominal inferior que corresponde a un valor arbitrario entre el 10% y el 15% de  $f_c$  y  $\sigma_p$  es la tensión de precarga nominal con un valor arbitrario entre 0.5 MPa y  $\sigma_b$ .

Después de cada ciclo se debe registrar la deformación a lo largo de cada línea de medición y calcular la deformación media,  $\varepsilon_p$ . Durante el segundo ciclo, la deformación  $\varepsilon_a$  en cada línea de medición no debe diferir de la deformación media  $\varepsilon_{a,1}$  en más del 20%. En cada línea de medición, la variación del  $\varepsilon_a$  entre el segundo y el tercer ciclo no debe ser superior al 10%.

Se puede obtener el módulo secante de elasticidad estabilizado  $E_{c,s}$  como:

$$E_{c,s} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}} \quad (3.70)$$

Donde:

- $\sigma_a^m$  es la tensión media correspondiente a la tensión nominal superior ( $f_c/3$ )
- $\sigma_b^m$  es la tensión media correspondiente a la tensión nominal inferior (valor arbitrario entre el 10% y el 15% de  $f_c$ )
- $\varepsilon_{a,3}$  es la deformación media para la tensión superior durante el ciclo 3 de carga
- $\varepsilon_{b,2}$  es la deformación media para la tensión inferior durante el ciclo 2 de carga

En la siguiente imagen se puede ver la realización de un ensayo de módulo de elasticidad:



Figura 3.77 Ensayo módulo de elasticidad

En la figura se puede ver el aparato de medición que se le debe poner a la probeta para realizar el ensayo.

Como se ha comentado anteriormente, se realizó el ensayo sobre tres probetas a los 7, 28 y 56 días de hormigonar. A continuación, se pueden ver los resultados obtenidos:

| 7 días       |                      |                 |                  |
|--------------|----------------------|-----------------|------------------|
| Nº probeta   | $\Delta L$ LVDT (mm) | $\Delta F$ (kN) | $E_{cm}$ (MPa)   |
| 1            | 0.053                | 171.092         | 27333.569        |
| 2            | 0.053                | 171.096         | 27356.820        |
| 3            | 0.053                | 171.078         | 27435.375        |
| <b>Media</b> | <b>0.053</b>         | <b>171.089</b>  | <b>27375.255</b> |
| 28 días      |                      |                 |                  |
| 1            | 0.064                | 211.119         | 28022.998        |
| 2            | 0.064                | 211.108         | 28182.801        |
| 3            | 0.065                | 211.080         | 27520.909        |
| <b>Media</b> | <b>0.064</b>         | <b>211.102</b>  | <b>27908.903</b> |

| 28 días normalizadas |              |                |                  |
|----------------------|--------------|----------------|------------------|
| 1                    | 0.054        | 191.040        | 29977.830        |
| 2                    | 0.060        | 191.052        | 27214.500        |
| 3                    | 0.057        | 191.035        | 28691.931        |
| <b>Media</b>         | <b>0.057</b> | <b>191.042</b> | <b>28628.087</b> |
| 56 días              |              |                |                  |
| 1                    | 0.063        | 211.129        | 28553.978        |
| 2                    | 0.061        | 211.107        | 29508.774        |
| 3                    | 0.062        | 211.109        | 28735.239        |
| <b>Media</b>         | <b>0.062</b> | <b>211.115</b> | <b>28932.664</b> |

Tabla 3.21 Resultados de los ensayos del módulo de elasticidad

Según el artículo 39.6 de la EHE-08 el valor del módulo de deformación del hormigón se puede calcular como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (3.71)$$

$$E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (3.72)$$

Por lo tanto, al tener hormigón HA-35, deberíamos tener un valor del módulo de deformación del hormigón:

$$f_{cm} = 35 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 43 \text{ MPa}$$

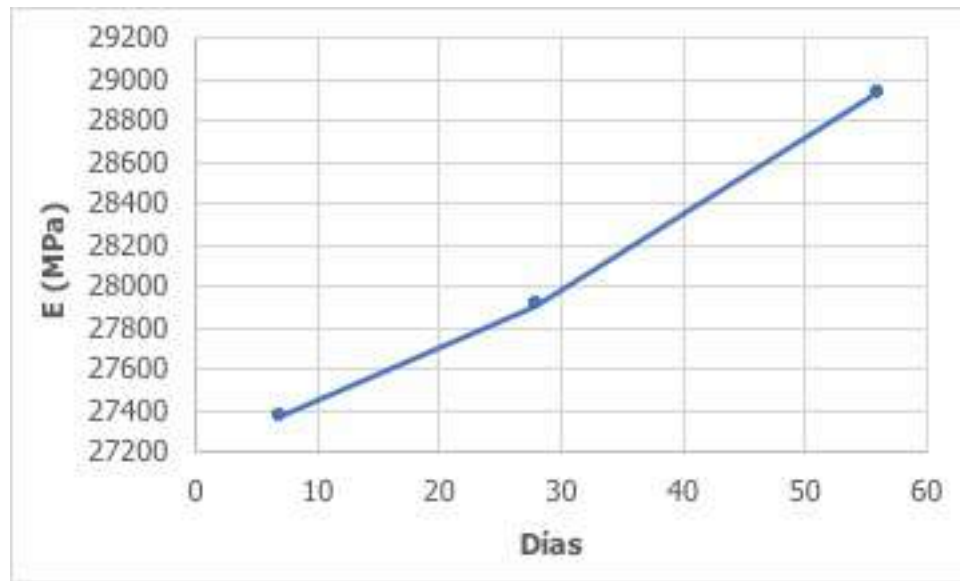
$$E_{cm} = 8500 \cdot \sqrt[3]{43} = 29778.88 \text{ MPa}$$

En la siguiente tabla se puede ver la evolución del módulo de deformación a lo largo de los ensayos y una comparación con el valor de referencia:

| Días      | $E_{cm}$ (MPa) | % referencia |
|-----------|----------------|--------------|
| <b>7</b>  | 27375.255      | 91.94        |
| <b>28</b> | 27908.903      | 93.72        |
| <b>56</b> | 28932.664      | 97.16        |

Tabla 3.22 Evolución del módulo de deformación del hormigón

En el siguiente gráfico se muestra dicha evolución.



*Gráfico 3.3 Evolución módulo*

Como era de esperar el gráfico tiene una pendiente positiva, por lo que el parámetro estudiado va aumentando con los días. Aun así, por poco, no llega al valor que da como referencia la norma.

#### *3.4.1.3. Ensayo brasileño*

El objetivo de este ensayo es determinar la resistencia a tracción indirecta del hormigón que se va a usar.

Para la realización de este ensayo se ha seguido la normativa UNE-EN 12390-6. En este ensayo los resultados varían en función de la forma y el tamaño de la probeta, por este motivo es de especial importancia que las dimensiones de las probetas sean normalizadas.

Se somete una probeta cilíndrica a una fuerza de compresión aplicada en una banda estrecha en toda su longitud. El resultado de la fuerza de tracción ortogonal resultante provoca que la probeta rompa a tracción.

Para realizar el ensayo se requiere un aparato adicional donde se coloca la probeta, centrada en la prensa. Se aplica una carga inicial que no debe exceder de, aproximadamente, el 20% de la carga de rotura. Posteriormente, se debe seleccionar un incremento de tensión constante dentro del rango  $0.04 \pm 0.02$  MPa.s. Ésta se aplica sin brusquedades y se incrementa continuamente a la velocidad seleccionada  $\pm 10\%$ , hasta que la probeta rompa. Se debe registrar la máxima carga que resiste la probeta.

Se puede obtener la resistencia a tracción indirecta como:

$$f_{ci} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (3.73)$$

Donde:

- $f_{ci}$  es la resistencia a tracción indirecta
- $F$  es la carga máxima de rotura
- $L$  es la longitud de la línea de contacto de la probeta
- $d$  es el diámetro de la probeta

En la siguiente imagen se puede ver la realización de un ensayo de módulo de elasticidad:



*Figura 3.78 Ensayo brasileño*

Como se ha comentado anteriormente, se realizó el ensayo sobre tres probetas a los 7, 28 y 56 días de hormigonar. A continuación, se pueden ver los resultados obtenidos:

| 7 días            |                   |                  |
|-------------------|-------------------|------------------|
| $f_{ci, 1}$ (MPa) | $f_{ci, 2}$ (MPa) | $f_{ci 3}$ (MPa) |
| 3.083             | 2.853             | 2.570            |
| <b>2.835</b>      |                   |                  |
| 28 días           |                   |                  |
| 2.810             | 2.894             | 2.909            |
| <b>2.871</b>      |                   |                  |

| 28 días normalizadas |       |       |
|----------------------|-------|-------|
| 2.493                | 2.082 | 2.449 |
| <b>2.341</b>         |       |       |
| 56 días              |       |       |
| 1.944                | 2.963 | 3.773 |
| <b>2.894</b>         |       |       |

*Tabla 3.23 Resultados de los ensayos brasileños*

Según el artículo 39.1 de la EHE-08 el valor de la resistencia del hormigón a tracción se puede calcular como:

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ci}^{2/3} \quad (3.74)$$

Por lo tanto, al tener hormigón HA-35, deberíamos tener un valor de la resistencia del hormigón a tracción:

$$f_{ct} = 0.3 \cdot 35^{2/3} \text{ MPa} = 3.21 \text{ MPa}$$

En la siguiente tabla se puede ver la evolución de dicho parámetro a lo largo de los ensayos y una comparación con el valor de referencia:

| Días      | $f_{ct}$ (MPa) | % referencia |
|-----------|----------------|--------------|
| <b>7</b>  | 2.835          | 88.32        |
| <b>28</b> | 2.871          | 89.43        |
| <b>56</b> | 2.894          | 90.16        |

*Tabla 3.24 Evolución de la resistencia a tracción del hormigón*



En el siguiente gráfico se muestra dicha evolución.

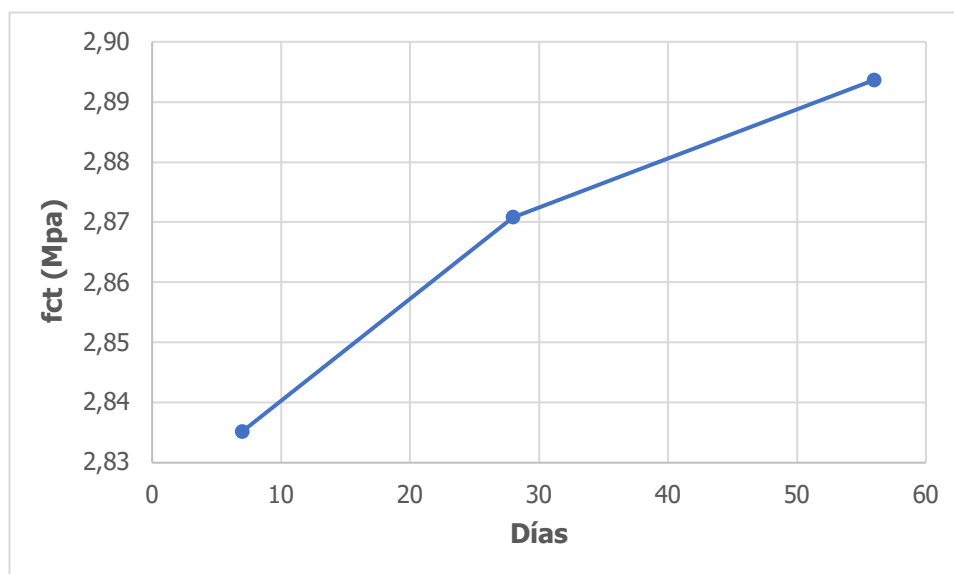


Gráfico 3.4 Evolución  $f_{ct}$

Se puede ver que este parámetro fue incrementando, pero aun así su valor es bajo comparado con el esperado.

### 3.4.2. Acero

Aunque el acero es un material más homogéneo que el hormigón, es muy importante parametrizar el límite elástico, la deformación en el límite elástico y el módulo de Young. A lo largo de todo el ensayo se usaron barras  $\phi 10$ ,  $\phi 12$  y  $\phi 16$  provenientes de una misma empresa. Aun así, parte de las barras  $\phi 12$  fueron pedidas con posterioridad, por lo que existen dos coladas distintas de éstas. Por ello, se realizaron cuatro bloques de ensayos, unos sobre las barras  $\phi 10$ , dos sobre barras  $\phi 12$  y unos sobre las barras  $\phi 16$ . Al realizar el pedido siempre se pidieron tres barras más de cada diámetro para poder realizar los ensayos sobre ellas.

Para caracterizar el acero de forma precisa se ha realizado el ensayo de tracción simple. En este caso, se realizaron dos ensayos sobre cada barra para obtener un valor promedio representativo.

El ensayo realizado consiste en someter a una probeta a un esfuerzo de tracción hasta su rotura. Se ha realizado según lo establecido en la normativa UNE-EN 6892-1. Se deben colocar las barras con una longitud 20 veces su diámetro, dejando una holgura de unos 10 cm aproximadamente por cada lado para poder colocar las mordazas. En la siguiente foto se puede ver como se cortaron las barras en el laboratorio. Se usó una sierra mecánica que tiene incorporado un sistema que proporciona lubricación.



Figura 3.79 Cortado de barras

A continuación, se pueden ver los resultados obtenidos:

| Barras $\phi 10$ |                 |                 |                 |
|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Nº barra         | $f_y$ (MPa)     | $\epsilon_y$    | E (MPa)         |
| 1                | 525.0831        | 0.002331        | 225242.2870     |
| 2                | 526.7120        | 0.002385        | 220846.6408     |
| Media            | <b>525.8976</b> | <b>0.002358</b> | <b>223044.5</b> |

Tabla 3.25 Resultados  $\phi 10$ 

| Barras $\phi 12$ |                 |                 |                 |
|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Nº barra         | $f_y$ (MPa)     | $\epsilon_y$    | E (MPa)         |
| 1 colada 1       | 539.9641        | 0.002603        | 207445.3904     |
| 2 colada 1       | 532.9158        | 0.002068        | 257646.0627     |
| Media colada 1   | <b>536.4399</b> | <b>0.002336</b> | <b>232545.7</b> |
| 1 colada 2       | 535.3438        | 0.002871        | 186467.3056     |
| 2 colada 2       | 535.1933        | 0.002444        | 218977.7606     |
| Media colada 2   | <b>535.2685</b> | <b>0.002658</b> | <b>202722.5</b> |
| Media            | <b>535.8542</b> | <b>0.002497</b> | <b>217634.1</b> |

Tabla 3.26 Resultados  $\phi 12$

| Barras $\phi 16$ |             |                 |             |
|------------------|-------------|-----------------|-------------|
| Nº barra         | $f_y$ (MPa) | $\varepsilon_y$ | E (MPa)     |
| 1                | 536.5417    | 0.002709        | 198086.5906 |
| 2                | 535.3800    | 0.002563        | 208856.2238 |
| Media            | 525.8976    | 0.002358        | 223044.5    |

Tabla 3.27 Resultados  $\phi 16$ 

El valor de la deformación en el límite elástico se puede calcular como:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} \quad (3.75)$$

Se usarán los valores medios del límite elástico y del módulo de elasticidad longitudinal para calcular la deformación en el límite elástico que se espera obtener.

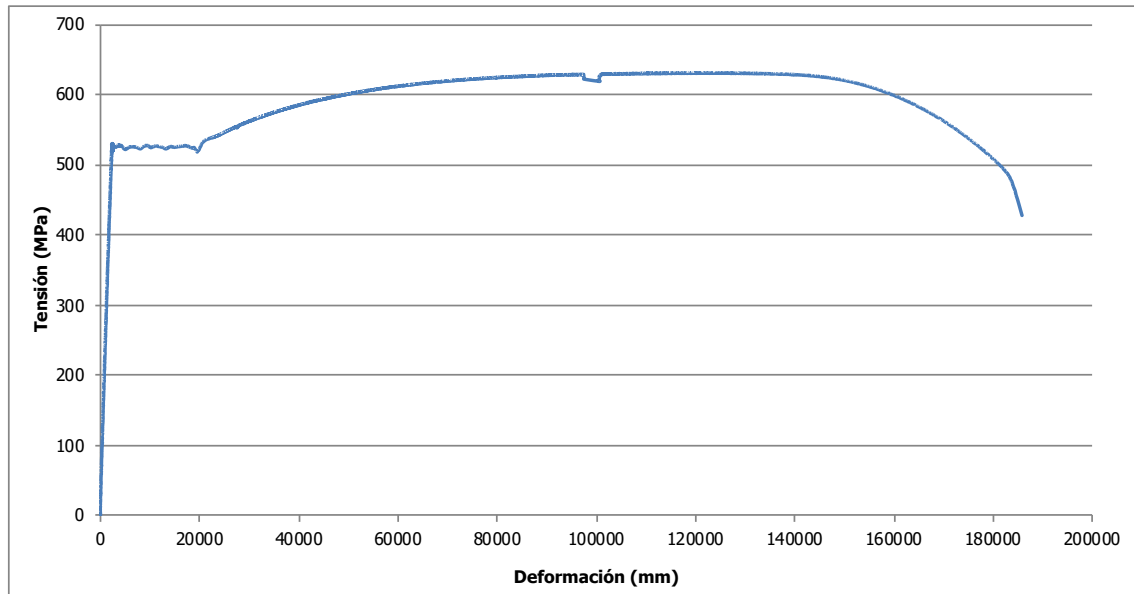
$$\varepsilon_y = \frac{532.8715 \text{ MPa}}{214641.5 \text{ MPa}} = 0.0025$$

En la siguiente tabla se puede ver el valor medio de los tres parámetros obtenidos durante los ensayos en el acero:

| Media de todas las barras |                 |          |
|---------------------------|-----------------|----------|
| $f_y$ (MPa)               | $\varepsilon_y$ | E (MPa)  |
| 532.8715                  | 0.0025          | 214641.5 |

Tabla 3.28 Resultados finales

A continuación, se puede ver el diagrama tensión – deformación de una de las barras  $\phi 10$ . Se puede observar que la forma es la típica del acero.



*Gráfico 3.5 Tensión - deformación barra 1  $\phi$  10*

A continuación, se pueden ver dos imágenes de la deformación de la barra en el momento de rotura y de la superficie de rotura.



*Figura 3.80 Barra deformada*



*Figura 3.81 Superficie de rotura*

### 3.5. Instrumentación

Para obtener datos de los ensayos de forma precisa es muy importante instrumentar correcta y suficientemente todas las losas en los puntos en los que interesa tener resultados exactos. No se quiere ver únicamente la fuerza que se debe aplicar para que rompa la losa, sino que se quiere obtener la elongación que sufren las barras de armado, como se reparte la tracción en el ancho de la losa, si las armaduras plastifican durante la rotura, la redistribución de cargas en la losa, los descensos de apoyo y la flecha en el centro de la losa. Para ello se usarán distintos elementos que medirán, cada uno de ellos, una magnitud física:

- Galgas extensométricas
- Células de carga
- LVDT
- Temposonic
- Cámara fotográfica

A continuación, se detallarán los principios físicos que utiliza cada uno de ellos para funcionar, su función específica, así como su posición durante los ensayos.

#### 3.5.1. Galgas extensométricas

Una galga extensométrica es un sensor que mide la deformación (expansión o contracción) de un material. Se basa en el efecto piezorresistivo, que es la propiedad que tienen los materiales de cambiar el valor nominal de su resistencia cuando se les somete a esfuerzos y se deforman. La galga se debe adherir al objeto cuya deformación se quiere estudiar y, según se deforma éste, también lo hace la lámina. Esta deformación provoca una variación proporcional a ella en su resistencia eléctrica. Cuando un conductor eléctrico es deformado dentro de su límite de elasticidad, éste se volverá más estrecho y alargado, por lo que se incrementa su resistencia eléctrica. Por lo tanto, cuando el conductor es comprimido, se acorta y ensancha, reduciendo así su resistencia al paso de corriente eléctrica.

Para tratar la variación de voltaje se utiliza un puente de Wheatstone. Éste está formado por cuatro resistencias unidas en un círculo cerrado y, en este montaje en concreto, una de ellas es la resistencia bajo medida ( $R_x$ ). A este montaje eléctrico en particular se lo conoce como "cuarto de puente". Para obtener la variación, se mide la diferencia de tensión entre los puntos A y B, siendo esta variación de voltaje proporcional a la deformación medida por la galga. En la siguiente imagen se puede ver un puente de Wheatstone.

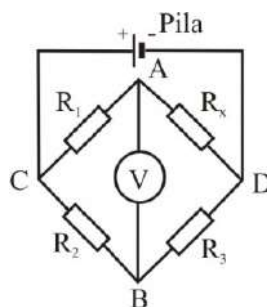


Figura 3.82 Puente de Wheatstone [12]

La variación de la resistencia que se obtiene de las galgas es un valor directo de la deformación. Se requiere un transductor para asociar esta variación de resistencia en una variación de voltaje. Posteriormente, se usa un amplificador ya que la deformación registrada es demasiado pequeña para ser digitalizada. [11] [24]

En este ensayo se usarán las galgas para medir la elongación en la armadura. El objetivo de esto es determinar si las armaduras han plastificado en el momento de rotura; controlar el momento exacto en el que plastifican y el nivel de carga al que están sometidas en ese instante.

Se colocarán 8 galgas en la armadura pasiva superior y 24 en la armadura pasiva inferior con la disposición que se puede ver en la siguiente figura.

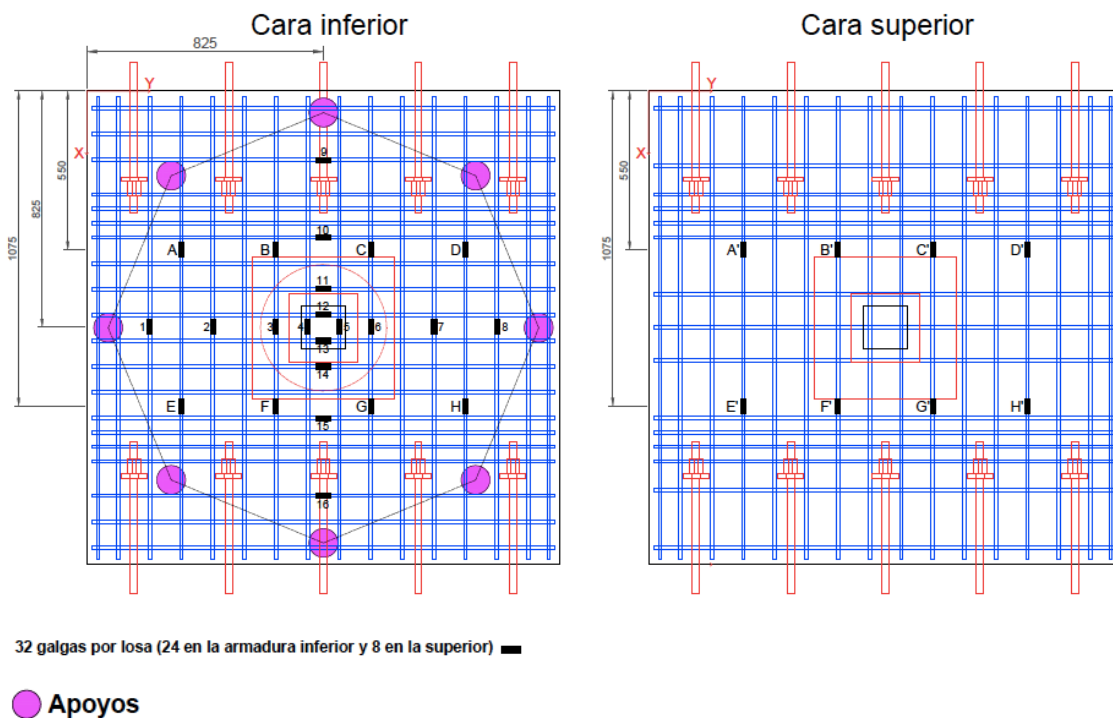


Figura 3.83 Disposición galgas

Estas galgas deben ser situadas correctamente antes de hormigonar para que queden embebidas posteriormente. Existen tres bloques generales de galgas, el primero está situado en la zona central de la losa. Estas galgas medirán la elongación en la zona en la que se produce el punzonamiento (galgas 4, 5, 12, 13). La segunda zona forma una cruz en dirección paralela y perpendicular a la tracción y sirve para ver las tensiones en la armadura en la zona de centro de vano (galgas numeradas excepto las mencionadas anteriormente). También servirán para ver si la armadura plastifica durante la rotura y, en caso de que sea así, el nivel de carga al que está sometida la losa en el momento de plastificación. Se necesita conocer este dato ya que el modelo CCCM ofrece ecuaciones distintas en caso de tener la armadura plastificada para la resistencia a cortante. Por último, el tercer bloque de galgas está ubicado en la zona más exterior de la losa. Su función será medir el comportamiento de la armadura debido a la tracción (galgas marcadas con una letra); ver si la tracción está repartida más o menos uniformemente en la sección transversal. Dado su objetivo, se colocarán galgas de este bloque tanto en la armadura inferior como en la superior. Es muy relevante que se coloquen de forma

precisa en su posición para obtener los datos de la posición correcta y cuidadosamente para que no se estropeen durante el hormigonado. A continuación, se detalla el proceso de colocación de las galgas:



*Figura 3.84 Armadura*

1. Marcar la posición de la galga en la armadura con un rotulador permanente. Dadas las dimensiones de las losas, es muy relevante que la posición de la galga sea exactamente la que se ha previsto ya que es de ese punto de donde se obtendrán resultados. Por lo tanto, el primer paso es determinar el punto donde se quieren tomar las medidas.



*Figura 3.85 Marcado punto colocación galga*

2. Pulir la zona donde se colocará la galga. Las galgas irán situadas encima de las armaduras, en el punto exacto en el que se quiere medir la elongación de éstas. Las armaduras son circulares y corrugadas, por lo que se deben pulir para obtener una superficie plana donde ubicar el circuito. Este paso es de especial relevancia ya que, si la galga no queda en posición perfectamente horizontal, no tomará la medida del desplazamiento en la dirección deseada.



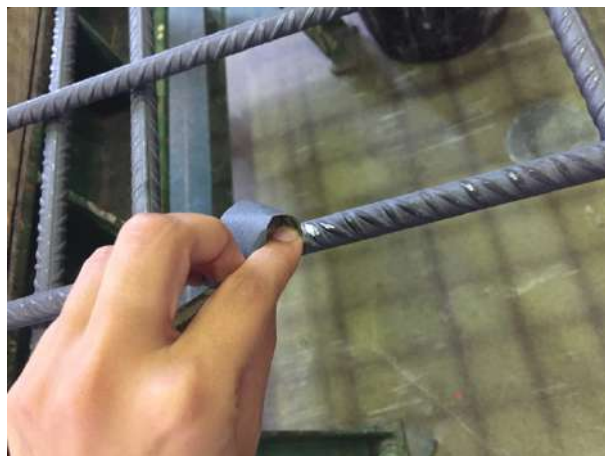


*Figura 3.86 Limado armadura*



*Figura 3.87 Armadura limada*

3. Lijar la zona pulida para dar una cierta rugosidad. Al pulir la zona donde se va a pegar la galga, la superficie queda lisa. Es necesario tener un poco de rugosidad para facilitar la adherencia del pegamento en la barra.



*Figura 3.88 Limado final*



4. Aplicar aire seco para quitar el polvo de la zona de colocación.



*Figura 3.89 Aire seco*

5. Limpiar con alcohol. Es muy importante que la zona quede completamente limpia. Por ello, primero se aplica aire seco para eliminar todo el posible polvo que quede en la zona y, posteriormente se limpia con alcohol. Primero se realiza una pasada general y después se realiza una segunda pasada con una gasa limpia para asegurar que la superficie queda perfectamente limpia y lista para la correcta colocación de la galga.
6. Limpiar con desengrasante. Una vez realizada la limpieza con alcohol se debe limpiar con desengrasante la superficie en la que se colocará la galga y dejar secar.



*Figura 3.90 Desengrasante*

7. Pegar la galga. Este es uno de los pasos más importantes ya que, si la galga queda colocada en una posición incorrecta o los cables tocan la armadura, los datos que proporcione serán incorrectos o se cortocircuitará. En la primera imagen se puede ver cómo es una galga y el cable que va ligado a ella. Los cables tienen una longitud de 5 metros para asegurar que podrán llegar hasta el punto de medición. Para el pegado se usará un fijador fuerte (Figura 3.92) para asegurarnos de su correcta adhesión. Al terminar se deben separar los cables de la armadura para evitar los cortocircuitos.



*Figura 3.91 Galga*



*Figura 3.92 Pegamento*



*Figura 3.93 Pegado de galga*



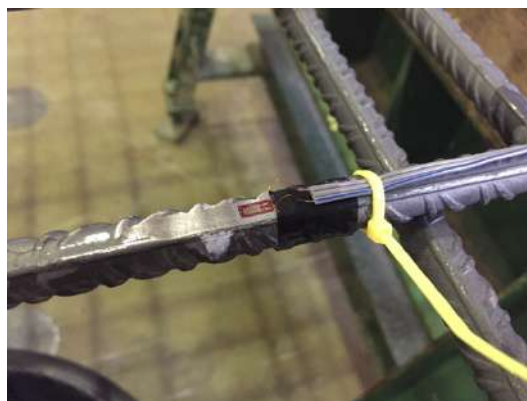
*Figura 3.94 Galga pegada*

8. Colocar una cinta aislante para evitar cortocircuitos. Una vez pegada la galga se debe asegurar que los hilos que salen de ella no entren en contacto con los redondos para evitar cortocircuitos. Es importante ubicar la cinta aislante lo más cercana a la galga posible.



*Figura 3.95 Aislante*

9. Colocar bridas para sujetar el cable. Se debe fijar el cable protegido a la armadura durante todo el recorrido para asegurar que este no se moverá al hormigonar la losa.



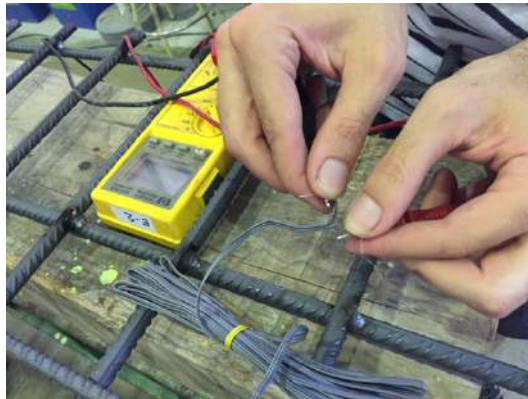
*Figura 3.96 Cable sujeto*

10. Colocar sellante. Se coloca un material bituminoso (vinilo) alrededor de la galga para protegerla del hormigón. Este material aísla y sella contra la humedad.



*Figura 3.97 Sellante*

11. Testear las galgas. Una vez se ha realizado la colocación completa de la galga se debe asegurar que sigue funcionando correctamente midiendo la resistencia entre sus extremos mediante un voltímetro. En caso de medir un valor que difiera en un  $\pm 3\%$  el valor por defecto, se debe cambiar la galga por una de nueva.



*Figura 3.98 Testeo*

12. Colocar cinta SB para proteger las galgas de los áridos. En el momento del hormigonado puede ser que algún árido impacte en la galga. Éstos podrían romperla, por lo que se debe proteger suficientemente.



*Figura 3.99 Cinta SB*

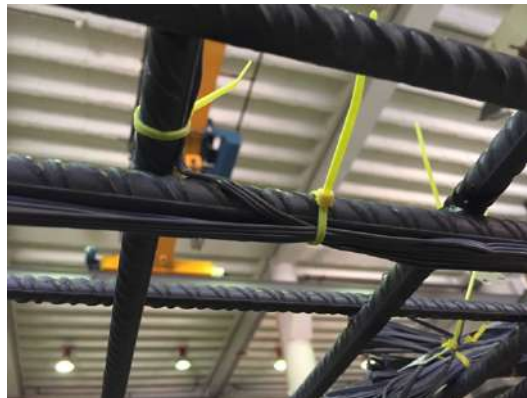


13. Colocar sellante. Se coloca un último sellante para asegurar la estanqueidad de la galga, es muy importante que ésta no entre en contacto con el hormigón.



*Figura 3.100 Sellante exterior*

14. Colocar los cables para hormigonar y etiquetar las galgas. Una vez hormigonada la losa, las galgas quedarán pegadas a la armadura por lo que no se podrá acceder a ellas. Es importante etiquetar cada galga cuando se ha finalizado el proceso de pegarlas para conocer a qué punto exacto corresponde cada dato obtenido. Los cables que salen de la galga se traen a un mismo punto para que la toma de datos sea más cómoda.

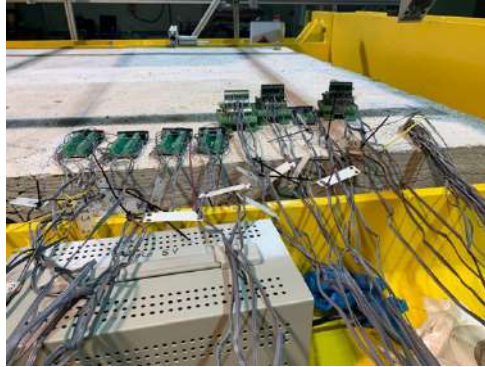


*Figura 3.101 Colocación final de los cables*



*Figura 3.102 Estado final armadura superior*

A continuación, se puede ver como se deben conectar las galgas para la toma de datos.



*Figura 3.103 Cableado de las galgas para poder obtener datos*

### 3.5.2. Células de carga

Una célula de carga es una estructura que puede soportar cargas de compresión, tensión y flexión en cuyo interior hay uno o varios sensores de deformación. Se pueden usar para registrar qué carga está siendo aplicada sobre un elemento. Su sistema de funcionamiento se basa en la transducción eléctrica que transforma o traslada la fuerza o peso a cambios de voltaje. Este principio depende sobre la deflexión de galgas extensométricas. [37] [34]

En este ensayo se colocarán 8 células de carga para medir las reacciones en los puntos de apoyo. El objetivo de usar estos elementos es medir si la fuerza actuante está siendo repartida uniformemente en toda la losa y, en caso de que no sea así, ver la redistribución de cargas. Por ello, en las losas tipo A se ubicarán en los ocho puntos de apoyo. En el grupo 2 de losas, dado que se quiere un apoyo lineal, no será posible colocar células de carga ya que sería convertir un apoyo lineal en cuatro apoyos puntuales.

Antes de empezar a realizar las mediciones es muy importante calibrarlas correctamente para asegurar que están a la misma cota y la fuerza aplicada se distribuye uniformemente en toda la losa.

En la siguiente imagen se puede ver una de las placas de carga usadas:



*Figura 3.104 Placa de carga*

Como se puede apreciar en la figura anterior, se coloca un neopreno entre la placa de carga y la losa para que esta apoye correctamente en toda la superficie.

Previamente a la realización de los ensayos a las losas, se comprobó que todas las placas de carga estuvieran en buen funcionamiento. Mediante este ensayo se aplicaba una fuerza conocida a la placa y se comprobaba que la placa media el mismo valor de fuerza. Se puede ver en la siguiente imagen la máquina usada:



*Figura 3.105 Ensayo placas de carga*

### 3.5.3. LVDT

Un LVDT (*Linear Variable Differential Transformer* o Transformador Diferencial de Variación Lineal) es un tipo de transformador eléctrico que se usa para medir desplazamientos lineales. Basan su funcionamiento en el movimiento de un núcleo dentro del cuerpo del sensor que tiene en su interior tres bobinas dispuestas extremo con extremo alrededor de una barra. Es un sensor sin rozamiento ya que, al ser inductivo, la variación es por campo magnético.

La bobina central es el devanado primario y las externas, los secundarios. Un núcleo ferromagnético de forma cilíndrica, sujeto al objeto cuya posición desea ser medida, se desplaza respecto a las bobinas a lo largo del eje de la barra. Cuando una corriente alterna circula a través del primario, causa un voltaje que es inducido a cada secundario proporcionalmente a la inductancia mutua con el primario. A medida que el núcleo se mueve, la inductancia mutua cambia causando que el voltaje inducido en el secundario cambie. Las bobinas están conectadas en serie, pero invertidas, así que el voltaje de salida es la diferencia entre los dos voltajes secundarios. Cuando el núcleo está en su posición central, se encuentra equidistante a los dos secundarios, los voltajes inducidos son iguales, pero de signo opuesto, así que el voltaje de salida es cero.

Cuando el núcleo es desplazado en una dirección, el voltaje en una bobina aumenta mientras que en la otra disminuye, causando que el voltaje de salida también aumente desde cero hasta su máximo. La magnitud del voltaje de salida es proporcional a la distancia en que fue desplazado el núcleo (hasta cierto límite). [41] [42] [38] [14] [33]

Se colocarán 8 LVDTs para medir el descenso de apoyos que sufre la losa. En el grupo 1 de losas se ubicarán en la cara superior, justo encima de los ocho puntos de apoyo. En el grupo 2 de losas se colocará un neopreno entre la losa y los apoyos. De este modo se colocarán cuatro LVDTs en cada apoyo, distribuidos uniformemente en toda su longitud.

Dado que la superficie de la losa no es completamente plana se pegará una pequeña placa de plástico en los puntos en los que se situarán los LVDTs para obtener resultados fiables. Este tipo de material asegura que el LVDT estará colocado sobre una cara plana y con poco rozamiento. En caso de no colocarlo podría darse el caso de tener el sensor sobre una superficie no estable y que se desplazara durante el ensayo generando resultados incorrectos.



*Figura 3.106 LVDT colocado*

Para la realización de los ensayos se tuvo que colocar el cable de los LVDTs de modo que no molestara. Con este fin, se pegó a la estructura auxiliar para que siempre estuvieran en la misma posición.

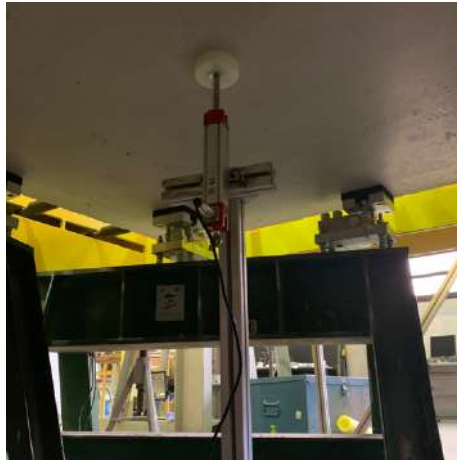
#### 3.5.4. Temposonic

Un temposonic es un sensor de posición con alta precisión y confiabilidad. Está compuesto por un guiaondas ferromagnético, un imán permanente y móvil que atraviesa el guiaondas para determinar la posición y un convertidor de impulsos por deformación junto con su electrónica de soporte.

Este aparato sirve para medir variaciones de posición. Esto se realiza a partir de la interacción momentánea entre dos campos magnéticos. El imán móvil está conectado rígidamente al objeto cuyos datos de posicionamiento se necesitan. Éste genera uno de los dos campos, que tiene forma longitudinal. El segundo campo es radial y se genera mediante los impulsos de corriente aplicados al guiaondas y es paralelo a la dirección que sigue el imán móvil. Al acercarse el impulso al imán móvil, la interacción de sus respectivos campos magnéticos genera magnetoestricción. El guiaondas está distorsionado elásticamente, debido a lo cual se genera una onda de torsión ultrasónica. Esta onda vuelve al guiaondas y se convierte en una señal eléctrica cuando llega al final del guiaondas. Debido a que la onda conserva una velocidad constante cuando se desplaza a lo largo del guiaondas, se puede calcular la posición del imán móvil. [39] [25]



Se colocará un temposonic en el centro de la losa, tanto en el grupo de losas 1 como en el 2 para poder determinar la flecha que se genera en el centro de la losa. En la siguiente imagen se puede ver el temposonic colocado preparado para un ensayo.



*Figura 3.107 Temposonic*

### 3.5.5. Cámara

Se usará una cámara fotográfica para medir la evolución de la fisuración en la cara inferior de la losa. Esta cámara se situará debajo de la losa, en una esquina para obtener una grabación de todo el ensayo. Se colocarán fisurómetros en la superficie de la losa, por si se quisiera medir la apertura de las mismas a través de las imágenes, en distintas direcciones. A partir de las imágenes se podrá determinar tanto la ubicación de las fisuras como el momento en el cual aparecen.

En la siguiente figura se puede ver un fisurómetro:



*Figura 3.108 Fisurómetro*

### 3.6. Set-up

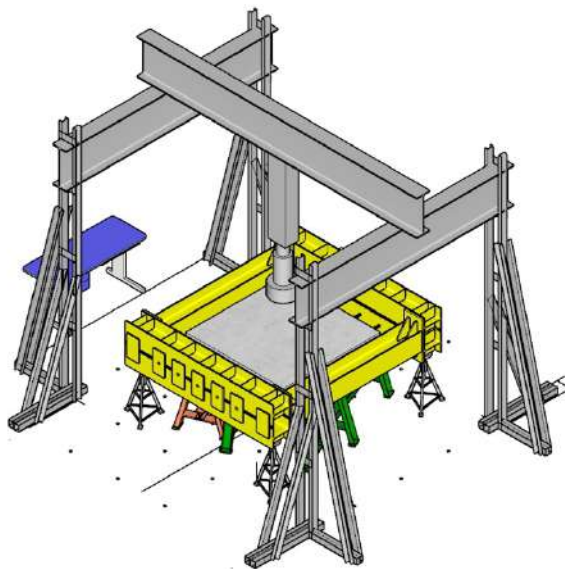
En el presente capítulo se detallará el proceso de realización de los ensayos. En primer lugar, se explicará el proceso de montaje y posicionamiento de las estructuras auxiliares comunes a todos los ensayos, concluyendo con el protocolo de preparación y posicionamiento de cada una de las piezas a ensayar. A continuación, se definirá el modo y los medios utilizados para tesar las losas y aplicar la fuerza de punzonamiento. Para cada ensayo la fuerza de tesado será distinta, por lo que en este apartado se explicará el modo de realizar los ensayos en rasgos generales; en el siguiente capítulo se detallará para cada ensayo.

#### 3.6.1. Montaje definitivo

Dado que se van a ensayar diez losas, se intentó mecanizar y estandarizar al máximo el procedimiento de cambio y preparación de las losas para, de este modo, perder el mínimo tiempo entre ensayos. Como se ha comentado anteriormente, hay que diferenciar entre los elementos comunes a todos los ensayos y los particulares de cada uno. Para el grupo 1 de losas, que es el que se ensayó durante la realización de este TFM, se hizo lo siguiente:

Inicialmente era necesario colocar en su posición exacta todos los elementos de apoyo, así como el marco auxiliar para el tesado. Para ello se siguió el siguiente esquema:

1. Se realizó un modelo 3D del set-up del ensayo con la ayuda del software de diseño Sketch-Up, para comprobar que todo cabía y podía ser posicionado en su posición definitiva.



*Figura 3.109 Diseño del ensayo*

2. Replantear en el laboratorio la posición de los caballetes y de las células de carga sobre ellos, a partir del centro del pórtico que se encuentra marcado en el suelo. Las banquetas usadas tienen las mismas características entre ellas para tener la máxima simetría posible.



*Figura 3.110 Caballetes colocados*

3. Diseñar, realizar y colocar un sistema de tres punteros láser. Para colocar el marco metálico en su posición definitiva es necesario colocar una losa de manera provisional, y alinear los agujeros de las placas de anclaje del marco con los Dywidag de la losa. Para colocar las losas con la suficiente precisión, pero sin que fuera una tarea que consumiera mucho tiempo, se desarrolló un sistema de tres punteros láser cada uno montado en un cardán fabricado con una impresora 3D, y colocados en el centro de 3 de los 4 lados de la placa superior de anclaje del pistón de carga al pórtico contra el que reacciona.



*Figura 3.111 Láseres para ayudar a colocar las losas*



*Figura 3.112 Proceso de ajustar la losa mediante los láseres*

4. En todas las losas se dibujan varias marcas en la cara superior, incluida una cruceta entre los puntos medios de los lados, que se hace coincidir con los tres haces de luz láser, quedando fijada la posición del plano de la cara superior de la losa, y por lo tanto, la posición de la propia losa.
5. Colocar el marco metálico en una posición provisional, apoyado sobre maderas, y con la ayuda del puente grúa, ajustar la altura del marco a la del plano medio de la losa. Posteriormente, se sustituyeron las maderas por los apoyos regulables en altura diseñados para tal efecto.



*Figura 3.113 Situación provisional del marco sobre maderas*



*Figura 3.114 Marco sobre banquetas*

Una vez comentados los aspectos comunes a todos los ensayos, se incorpora a continuación una relación de todos los pasos que hay que realizar a una losa lista para ser ensayada:

1. Marcar las caras superior e inferior de la losa para la correcta colocación de todos los elementos de medida y la placa de carga una vez se haya posicionado la pieza.



*Figura 3.115 Marcado de la losa*

2. Con la ayuda de un toro mecánico y los 2 puentes grúa se introduce la losa dentro del marco metálico. Una vez dentro y sustentada sólo por los puentes, se sitúa con precisión sobre las células de carga con ayuda de los punteros láser.



*Figura 3.116 Losa transportándose con el puente grúa*



*Figura 3.117 Losa introduciéndose mediante el toro*

3. Posicionar en su sitio la estructura auxiliar de aluminio donde se sujetan los LVDTs que miden los descensos de apoyo. Para regularizar el contacto entre cada LVDT y la losa, se adhiere una pequeña placa de PVC en los puntos en los que se va a medir. Esta estructura se puede montar y desmontar fácilmente para poder retirarla mientras se quitan y se ponen las losas. En el primer montaje se canalizaron los cables de los LVDTs hasta la zona de la toma de datos.





*Figura 3.118 Pegado de la plaquita*



*Figura 3.119 Cableado de los LVDTs*

4. Extender las barras Dywidag. Como se ha comentado anteriormente, las barras se anclan a otras con las mismas características mediante tuercas para poder tesar la losa aplicando la fuerza de tracción. Antes de anclar la barra se debe limpiar correctamente ya que existen restos de hormigón.



*Figura 3.120 Barra sucia*



*Figura 3.121 Barra limpia*

5. Conectar los cables de la instrumentación de la losa a los aparatos de medición. Durante el hormigonado se dejaron los cables provenientes de las galgas preparados para poder conectarlos. A parte de estos, también se deben conectar los 8 LVDTs, las 8 células de carga sobre las que se apoya la losa y las células de carga que se colocan en las barras Dywidag para estar seguros de la fuerza de tracción que se transmite. La primera vez que se realiza este proceso es importante dejar todos los aparatos preparados y pasar los cables por canalizaciones para que las siguientes 9 veces no se deba realizar todo el proceso.
6. Tesar la losa. En el siguiente apartado se detallará el procedimiento de tesado.
7. Colocar la cámara debajo de la losa en la posición que se desee y pegar los fisurómetros en la parte inferior de la losa. La cámara se controla remotamente mediante el software Didicam.

8. Realizar el ensayo.
9. Desconectar todos los sensores de las regletas de conexión del Data Acquisition System (DAQ). Los cables de las galgas se cortan ya que no se pueden volver a usar para medir y se reaprovecha el cable para realizar puentes de conexiones.
10. Retirar la losa. Este proceso se realiza por un lateral del pórtico mediante el toro y el puente grúa. Una vez ensayada la losa se deja al lado de la zona de acopio para que no moleste y se puedan tomar fotos para analizar los resultados obtenidos. Una vez se ha terminado completamente el ensayo se debe llevar la losa a un vertedero especializado para que se destruya correctamente.
11. Colocar la siguiente losa para ser ensayada, repitiendo de nuevo todo este proceso.

Todo el ensayo se debe realizar debajo de la zona en la que se encuentra el pórtico ya que mediante el cual se aplicará la fuerza de punzonamiento.

En la siguiente imagen se puede ver la zona de acopio de las losas. Éstas están apiladas, separadas mediante listones de madera, en el interior del laboratorio, para que no sufran las inclemencias del tiempo. Para transportarlas se sujetan de las barras Dywidag sobresalientes.



*Figura 3.122 Acopio de losas*

### 3.6.2. Tesado

El objetivo de este proceso es aplicar tracción en el plano de la losa. El tesado se realizará mediante gatos hidráulicos huecos. Un lado de la losa será el anclaje pasivo y el otro, el activo. El primero únicamente se anclará al marco tal como se puede ver en la siguiente figura.



*Figura 3.123 Anclaje pasivo del segundo ensayo*

Se anclarán al marco las barras Dywidag colocando una placa de acero, una célula de carga, otra placa de acero y una tuerca para que se mantenga en su posición el conjunto. La célula de carga servirá para medir en todo momento la fuerza aplicada a la losa. Se debe controlar en las barras para ver, primero la fuerza de tracción aplicada durante el tesado, y durante el ensayo, si esta fuerza va disminuyendo o se mantiene.

Aunque inicialmente se iban a utilizar los 5 anclajes situados a ambos lados de la losa, las dificultades surgidas de la descarga de algunas barras durante el tesado de otras, ya que el laboratorio sólo dispone de 3 gatos huecos, sumadas al hecho de que no se dispone de células de carga suficientes para controlar todos los anclajes, al final se optó por tesar con 2 ó 3 barras en el activo (dependiendo del nivel de carga introducido) y siempre 3 barras en el pasivo, buscando que las tracciones se repartan uniformemente en la zona de aplicación de la carga. La validez de esta nueva disposición y el reajuste de los valores de las cargas de tesado fue estudiada mediante un modelo de elementos finitos lineal por el doctorando al cargo de la campaña experimental.

Para realizar el tesado se debe colocar en el siguiente orden: una placa de acero, una célula de carga, otra placa de acero y una tuerca. Estos elementos se mantendrán en esta posición durante todo el ensayo. Para tesar, a continuación, se debe colocar un puente, el gato, otra placa y para finalizar una tuerca. Una vez se ha realizado el tesado, se debe apretar la primera tuerca para materializar el anclaje.



*Figura 3.124 Tensado del segundo ensayo*



*Figura 3.125 Tensado del tercer ensayo*

Después de tensar las barras, se debe asegurar que la carga se transmite a la losa. Con este fin se deben apretar las tuercas más cercanas a la losa tal como se puede ver en la siguiente imagen:



*Figura 3.126 Apretado de tuercas después del tesado*



### 3.6.3. Forma de aplicación de la carga puntual

La carga de punzonamiento se aplicará a la losa a través de una placa de acero maciza de medidas 150 x 150 x 30 mm. En los ensayos del grupo 1 la placa estará ubicada en el centro de la losa mientras que en los ensayos grupo 2 estará ubicada a un lado tal como se puede ver en la siguiente figura.

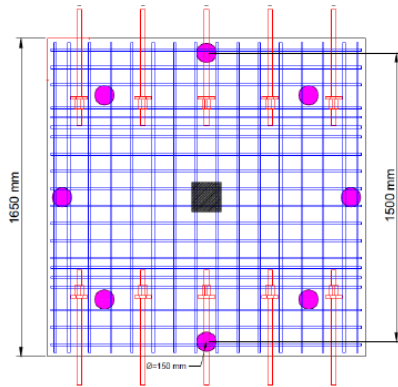


Figura 3.127 Punto aplicación fuerza grupo losas A

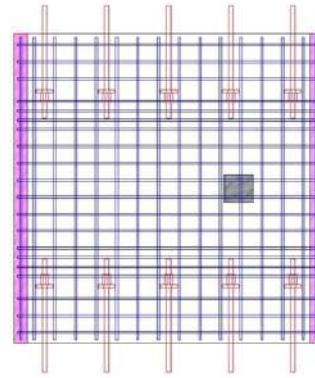


Figura 3.128 Punto aplicación fuerza grupo losas B

Como se ha explicado anteriormente, se marcará la losa de modo que, en el momento de realización del ensayo, esté claro el punto exacto en el que se debe ubicar la placa.

Para asegurar que la placa está colocada perfectamente horizontal sobre la losa y el reparto de la fuerza aplicada sea uniforme en toda su área, se aplicará un poco de arena entre ambas tal como se puede ver en la siguiente figura.



Figura 3.129 Arena entre la losa y la placa

La fuerza se aplicará mediante el pórtico detallado anteriormente.



Capítulo 4

Resultados



En este apartado se presentarán los resultados obtenidos durante los ensayos. En primer lugar, se explicará qué losa fue la utilizada, así como los posibles errores que podía tener la armadura. A continuación, se mostrarán los gráficos más representativos explicando los resultados obtenidos. Finalmente, se explicarán las posibles incidencias ocurridas durante los ensayos.

## 4.1. Plan de ensayos

Se ha diseñado un plan de ensayos que se ha aplicado a todas las losas. La aplicación de la fuerza de punzonamiento no se realizó de modo continuo, sino que se plantearon tres etapas detalladas a continuación:

- Etapa 1: control por fuerza
  - o De 0 a 20%  $P_u^*$  a 0.1 kN/s (500 s)
  - o Hold (200 s)
  - o De 20%  $P_u$  a 0 kN a 0.5 kN/s (100 s)
- Etapa 2: control por fuerza
  - o De 0 a 40%  $P_u$  a 0.1 kN/s (1000 s)
  - o Hold (200 s)
  - o De 40%  $P_u$  a 0 kN a 0.5 kN/s (200 s)
- Etapa 3: control por desplazamiento
  - o hasta rotura a 0.005 mm/s

Entre cada etapa siempre se realiza un hold de 200 s.

\* $P_u$  es la fuerza a la que se estima que rompa la losa.

Este diseño de ensayo responde a la necesidad de acoplar el sistema durante las primeras etapas para asegurar que el pórtico y la instrumentación responden correctamente. En esta fase no se quiere sacar la losa del rango elástico por lo que se han usado los resultados obtenidos mediante ABAQUS para estimar la carga de rotura.

## 4.2. Ensayo 1 (losa A2)

Este ensayo fue el primero que se realizó de toda la campaña experimental. Es del grupo de losas 1 por lo que la losa estaba sobre 8 apoyos puntuales.



*Figura 4.1 Realización ensayo 1*

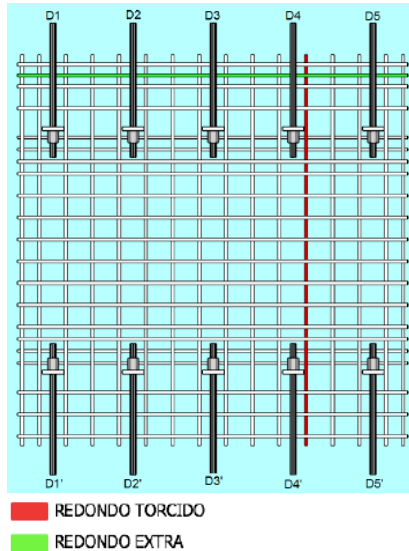
Durante éste, la losa no estaba sometida a tracciones exteriores, por lo que no se realizó el tesado. Aún así, todas las losas contaban con las barras Dywidag, aunque en este caso no se anclaron tal como se puede ver en la siguiente figura.



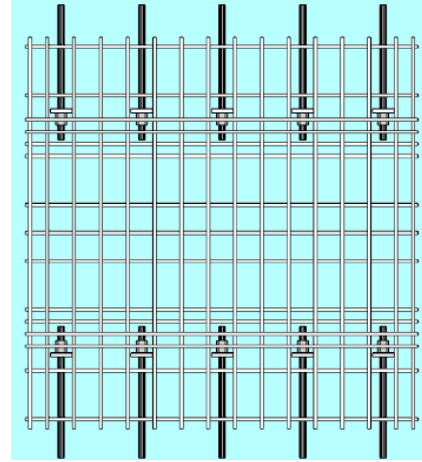
*Figura 4.2 Barras Dywidag ensayo 1*

### 4.2.1. Ficha de la losa

La malla inferior del armado no llegó en perfectas condiciones, aunque se puede usar. En la siguiente imagen se pueden ver los desperfectos que tiene.



*Figura 4.3 Malla inferior*



*Figura 4.4 Malla superior*

Como se puede ver en la figura, la malla inferior fue entregada con una barra  $\phi 12$  extra y una barra torcida. Esto no supone un problema ya que el redondo extra está ubicado en la zona exterior por lo que no afecta al punzonamiento.

### 4.2.2. Resultados

En el presente apartado se presentarán distintos gráficos representativos de los resultados obtenidos del primer ensayo. En la siguiente imagen se puede ver el estado de la losa al final de la etapa 2, antes de empezar la rampa de rotura.



*Figura 4.5 Fisuración cara inferior al final de la etapa 2*

Se pueden apreciar algunas fisuras en la dirección del armado.

#### 4.2.2.1. Rotura 1

Debido a un error en la configuración del ensayo se empezó la rampa de rotura a una velocidad 10 veces mayor de la prevista (0.05 mm/s), por lo que la rotura se divide en dos partes. A continuación, se pueden ver los diagramas carga – tiempo y carga – desplazamiento (descontando el descenso de apoyos):

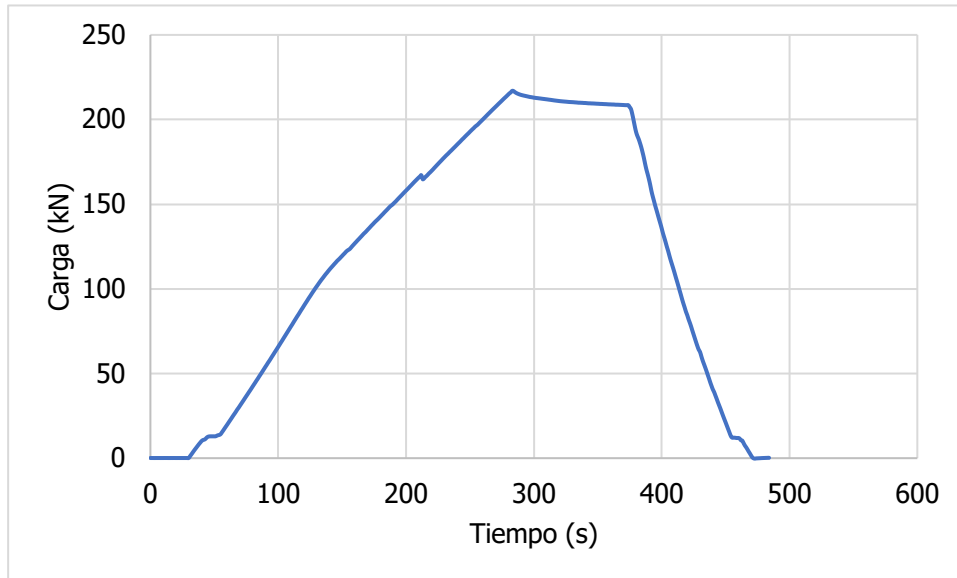


Gráfico 4.1 Carga - tiempo en rotura fallida

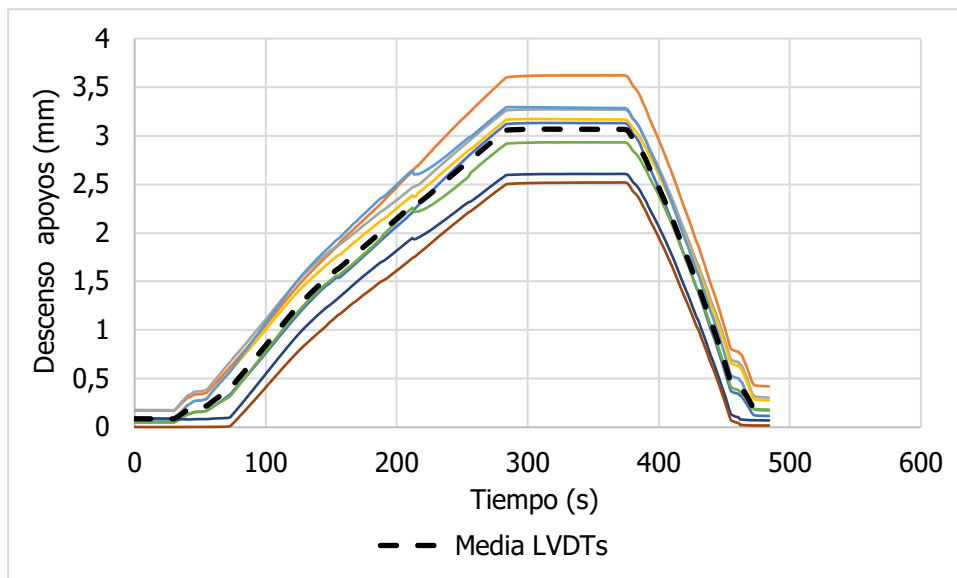
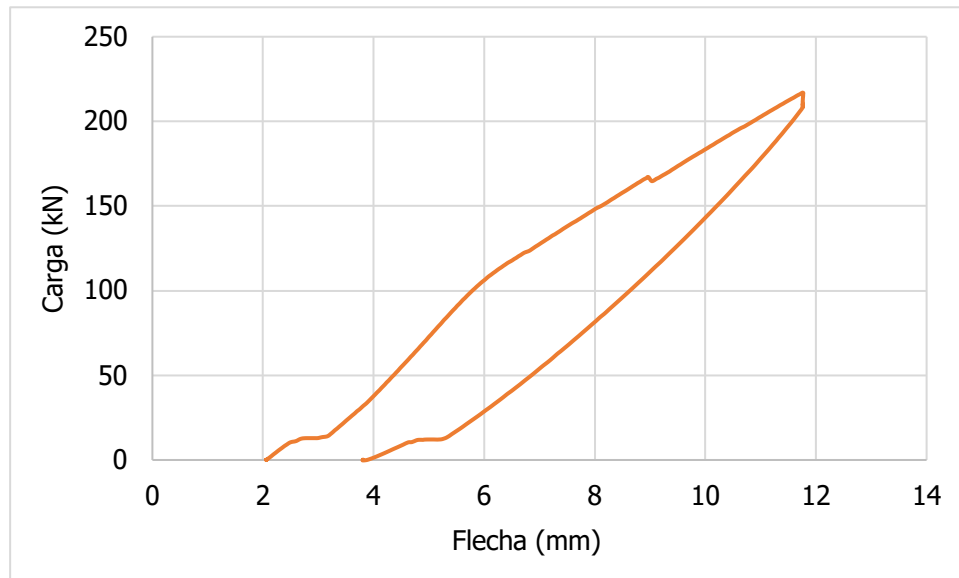


Gráfico 4.2 Descenso de apoyos





*Gráfico 4.3 Carga – flecha en el centro de la losa*

Durante esta rampa de rotura la losa alcanzó un estado avanzado de fisuración tal como se puede ver en la siguiente imagen. En ella se puede ver el estado de la cara inferior de la losa en el momento de carga máxima de esta rampa (217 kN).



*Figura 4.6 Fisuración en la cara inferior de la losa en el momento de carga máxima*

#### 4.2.2.2. Rotura 2

Una vez corregido el error de programación, se ajustó a 0.005 mm/s y se reanudó el ensayo aplicando carga a la losa hasta su rotura.

A continuación, se puede ver la evolución de la flecha con la carga aplicada partiendo de la flecha introducida por la rampa fallida anterior.

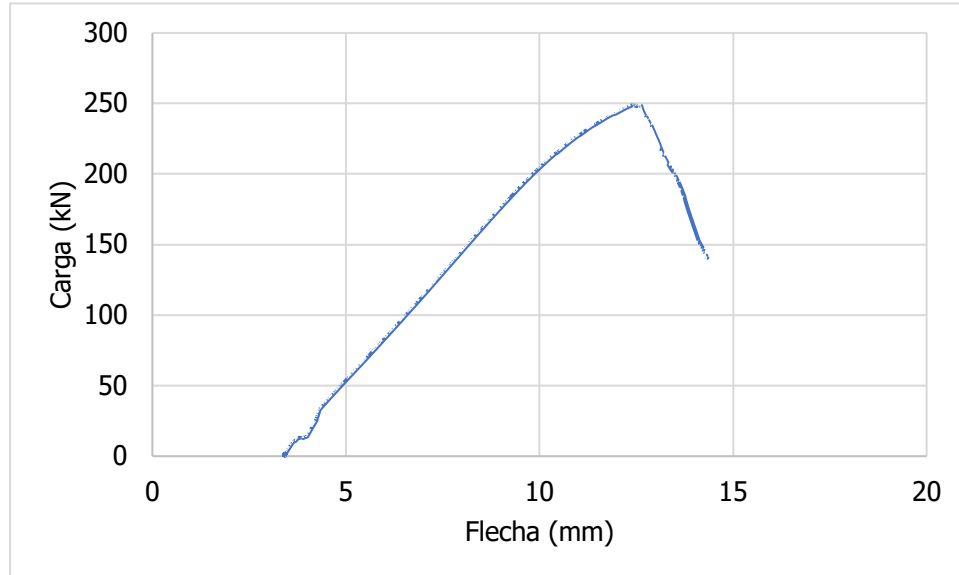


Gráfico 4.4 Carga - flecha de la rampa de rotura

En el instante de la rotura:

| Instante de rotura |        |
|--------------------|--------|
| <b>Carga (kN)</b>  | 249.13 |
| <b>Flecha (mm)</b> | 12.4   |

Tabla 4.1 Datos en el momento de rotura

Finalmente, se pueden ver algunas fotos de la evolución de la fisuración de la cara inferior:



*Figura 4.7 Fisuración justo antes de la rotura*



*Figura 4.8 Rotura*



*Figura 4.9 Cono de rotura ensayo 1*

### 4.2.3. Incidencias

Al empezar el ensayo existía una carga inicial de 10 kN que se aplicó al colocar el pórtico sobre la placa. Debido a esto, la carga de la etapa 1 llegó a los 60 kN en lugar de a los 50 kN ya que era una rampa relativa.

Al realizar la etapa 3, en lugar de aplicar la fuerza a 0.005 mm/s se aplicó 10 veces más rápido hasta llegar a 200 kN. Esto implicó que se generaran algunas fisuras en la losa, aunque se pudo parar a tiempo. Para solucionarlo se descargó la losa completamente y se volvió a realizar la etapa 3 esta vez a la velocidad deseada sin ocurrencia de más incidencias.

### 4.3. Ensayo 2 (losa A3)

Este ensayo fue el segundo que se realizó de toda la campaña experimental. Es del grupo de losas 1 por lo que la losa estaba sobre 8 apoyos puntuales. El plan inicial era aplicar una tracción exterior a la losa de un valor  $1.25 \cdot T_{fis}$ . El valor de  $T_{fis}$  ha sido calculado anteriormente y es, aproximadamente, 719 kN, por lo que la tracción que se quiere aplicar a la losa es de 900 kN.

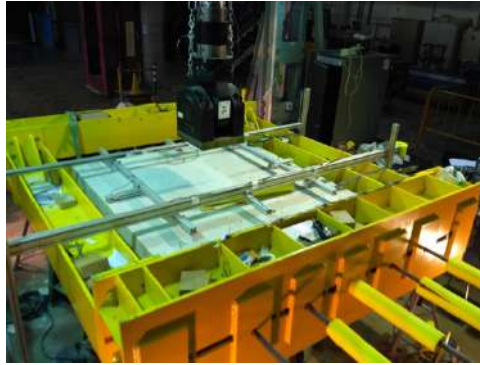


Figura 4.10 Realización ensayo 2

En la figura anterior se puede ver una imagen general de momentos antes del ensayo, donde se pueden apreciar las cinco barras Dywidag con las que se quería tesar la losa.

#### 4.3.1. Ficha de la losa

En este caso, la malla inferior del armado tampoco llegó en perfectas condiciones, aunque se puede usar. En la siguiente imagen se pueden ver los desperfectos que tiene.

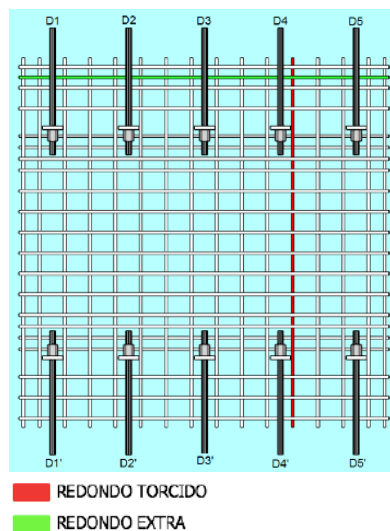


Figura 4.11 Malla inferior

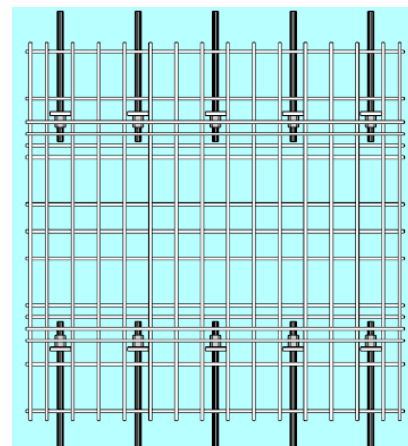


Figura 4.12 Malla superior

Como se puede ver en la figura, la malla inferior fue entregada con una barra  $\phi 12$  extra y una barra torcida. Esto no supone un problema ya que el redondo extra está ubicado en la zona exterior por lo que no afecta al punzonamiento.

### 4.3.2. Tesado

El tesado de esta losa tiene dos partes ya que, tal como se explicará más adelante, ocurrió un imprevisto durante el tesado.

#### 4.3.2.1. Tesado 1

Se quería tesar la losa a  $T = 1.25 \cdot T_{fis} = 1.25 \cdot 719 \text{ kN} \approx 900 \text{ kN}$ . Dado que la losa tiene 5 barras por las que se tesará, a cada una de ellas se le quería aplicar una fuerza de 180 kN mediante dos pasadas tal como se detalla a continuación:

- Pasada 1: hasta 120 kN/barra a 0.2 kN/s (control por fuerza)
  - o Barras 2 y 4
  - o Barras 1 y 5
- Pasada 2: hasta 180 kN/barra a 0.2 kN/s (control por fuerza)
  - o Barra 3
  - o Barras 1 y 5
  - o Barras 2 y 4

Primero se tesarían las barras 2 y 4 a la vez y, posteriormente, la 1 y 5 a la vez, ya que se cuenta con dos gatos para realizar el tesado. A continuación, se tesarían las barras hasta llegar a la tensión deseada.

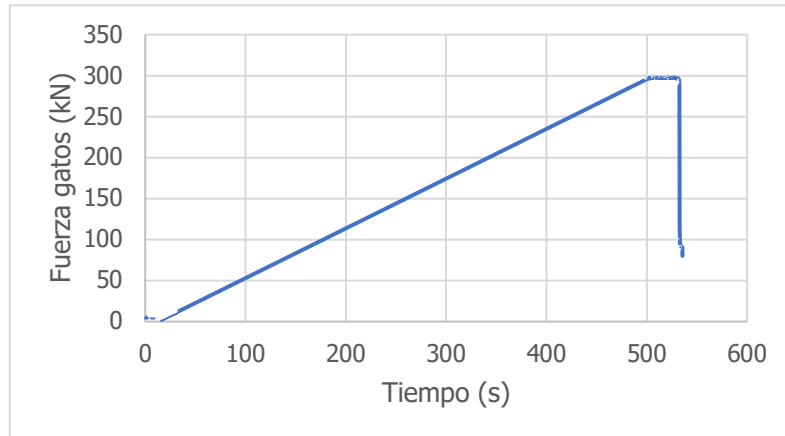
Sin embargo, el tesado no se realizó de este modo. A continuación, se estudiará este primer intento fallido de tesado.

Durante el tesado, se intentó controlar la tracción inducida por cada barra monitorizando la deformación de los manguitos de conexión entre el tramo de la barra embebido en la losa y el tramo de barra auxiliar necesario para el tesado. No fue muy eficiente ya que, debido a que el manguito no tiene ningún tope en la zona central, no se sabía con exactitud donde estaba la zona de transferencia de la tracción dentro del manguito. Éstos se instrumentaron en su sección central, pero los datos obtenidos de estas lecturas no se pueden correlacionar con la tracción introducida en la losa en cada momento.

En este primer tesado no se usaron las células de carga huecas, por lo que no se aporta ningún dato de fuerza, sino únicamente gráficos que permiten ver el reparto de las tracciones en la sección transversal al iniciar el ensayo, basados en las lecturas de las galgas adheridas a las barras de la armadura pasiva.

#### - Pasada 2: paso 2. Tesar las barras 1 y 5 hasta 180 kN

Hasta este punto, el tesado se realizó con normalidad, pero este fue el paso en el que se produjo la rotura de la esquina más próxima a la galga A. La rotura se produjo debido a que los gatos hidráulicos estaban colocados en paralelo por lo que se debería haber programado como carga máxima 180 kN. Sin embargo, se programó en el sistema de tesado 360 kN como si la presión del sistema hidráulico se tuviera que repartir entre los dos gatos. Esto provocó el arrancamiento de la barra 1 por el anclaje activo. A continuación, se puede ver el gráfico de la fuerza aplicada por los gatos:



*Gráfico 4.5 Fuerza aplicada por los gatos al tesar*

Se puede apreciar en el gráfico que, al alcanzar los 297 kN se produjo el incidente. Esto era esperable dado que la carga máxima de las barras Dywidag en régimen elástico son 270 kN. La rotura se produjo de forma súbita. A continuación, se pueden ver algunas imágenes de cómo quedó la losa tras el incidente:



*Figura 4.13 Losa tras la rotura*



*Figura 4.14 Losa tras la rotura*

Afortunadamente, la zona que se rompió quedaba fuera del círculo de apoyos por lo que no afectaba a la forma de rotura. Sin embargo, tras este incidente se decidió destesar por completo la losa y volver a tesarla desde el otro lado, usando esta vez células de carga para saber con precisión la fuerza introducida en cada barra.

#### - Tesado de dos o tres barras centrales

Después del incidente se decidió tesar la losa a partir de tres barras. Con este fin, se realizó un pequeño estudio mediante un modelo de elementos finitos para comparar la distribución de las tracciones en la sección central tesando con 5, 3 y 2 barras. Se estudió el reparto de las tracciones en lo que se considera el área eficaz a la que afectan las tres barras centrales, y en la que realmente se concentra el fenómeno.

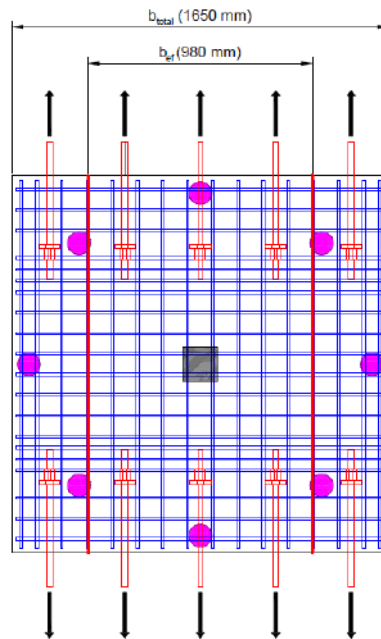


Figura 4.15 Ancho eficaz

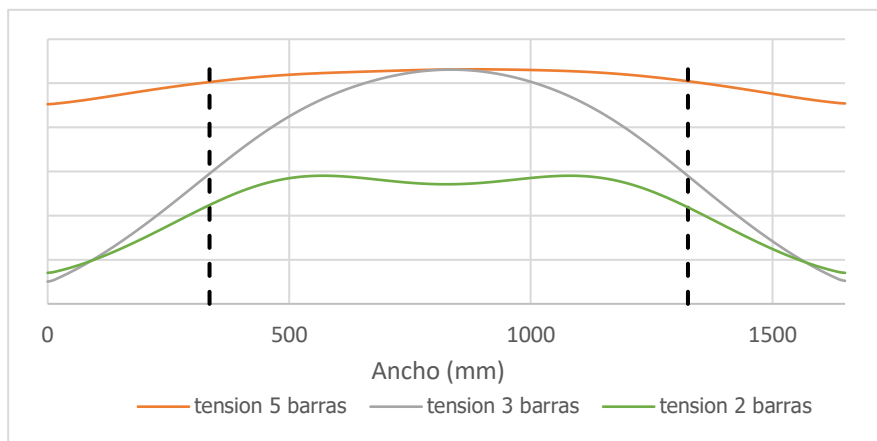


Gráfico 4.6 Reparto de tracciones en la sección central (cargas unitarias)

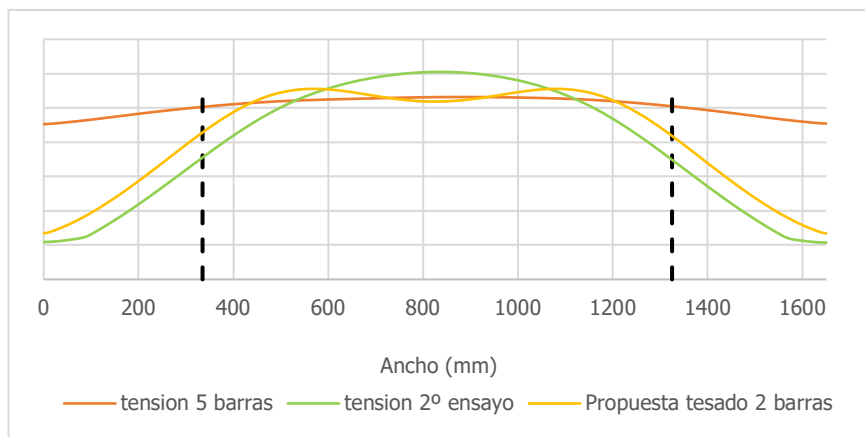


Gráfico 4.7 Reparto de tracciones en la sección central ajustando las cargas para conseguir el mismo volumen de tracción en el ancho eficaz

Se puede ver en los distintos gráficos que la distribución es más uniforme si se tesa usando dos barras (2 y 4) que si se usan tres barras (2, 3 y 4). Para conseguir el mismo nivel de tracción en la losa usando 2 o 3 barras en lugar de 5, la tracción correspondiente en cada barra se debe multiplicar por el siguiente factor:

**Tesado de 3 barras:**

$$T'_{D2} = 1.27 \cdot T_{D2}; T'_{D3} = T_{D3}; T'_{D4} = 1.27 \cdot T_{D4}$$

**Tesado de 2 barras:**

$$T'_{D2} = 1.91 \cdot T_{D2}; T'_{D4} = 1.91 \cdot T_{D4}$$

En este ensayo se optó por tesar mediante tres barras ya que la carga original era de 180 kN/barra, por lo que se debería aplicar una carga de 344 kN si se quiere tesar mediante dos, superior a la resistencia de las barras.

#### 4.3.2.2. Tesado 2

En esta ocasión se diseñó un plan de tesado con una sola pasada:

- Pasada 1: todas las barras hasta su carga definitiva a 0.25 kN/s (control por fuerza)
  - o Barra 3
  - o Barras 2 y 4
  - o Barra 3

$$T_{D2} = T_{D4} = 228.6 \text{ kN}; T_{D3} = 180 \text{ kN}$$

Durante este tesado se pudo establecer el efecto que tenía tesar la barra 3 sobre las barras 2 y 4 y viceversa ya que, al traccionar una barra adyacente se tiende a perder carga. Se establecieron las siguientes ecuaciones:

$$P_3 = P_{3_0} - 0.86 \cdot P_{2,4} \quad (4.1)$$

Como se puede apreciar, la barra 3 se descarga casi a la misma velocidad que se cargan las barras 2 y 4. No ocurre lo mismo si se tesa la barra 3:

$$P_{2,4} = P_{2,4_0} - 0.33 \cdot P_3 \quad (4.2)$$

También se pudo estimar la pérdida de carga producida al roscar las tuercas cuando se quitan los gatos. Haciendo una media de todos los escalones registrados se obtiene una pérdida de:

$$\Delta P_{\text{tuerca}} = 20.1 \text{ kN}$$



Para establecer dichos valores, dado que ya se esperaba que el tesado de una barra tuviera repercusión en las barras adyacentes, se aplicó una fuerza mayor. Estos valores se han usado para todos los ensayos posteriores.

La distribución de tracciones en las secciones controladas por las galgas, en el momento de iniciar el ensayo fue la siguiente:

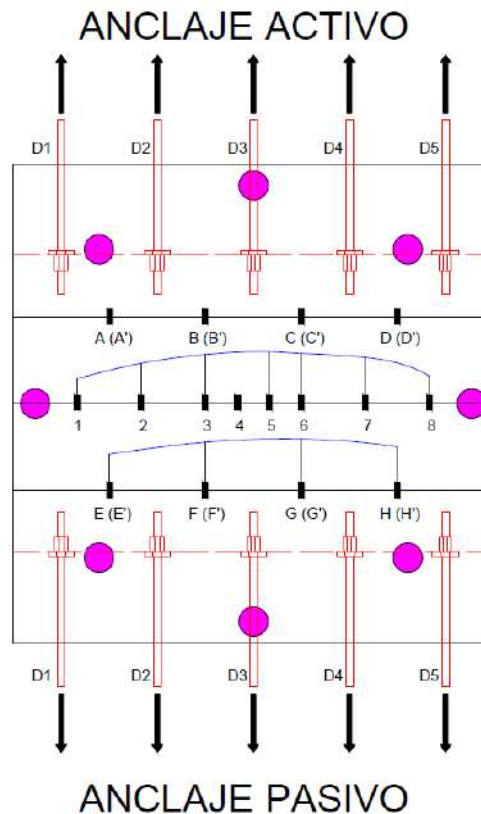


Figura 4.16 Reparto de las tracciones al iniciar el ensayo

No se tiene información de las galgas A, B, C, D (A', B', C', D') debido a la necesidad de espacio en el DAQ para conectar las células de carga de los Dywidags. Por lo demás, el reparto de las tracciones en la zona central es uniforme.

A continuación, se pueden ver algunas fotografías del estado de fisuración de la losa antes de empezar el ensayo:



*Figura 4.17 Parte superior de la losa*



*Figura 4.18 Parte inferior de la losa*

### 4.3.3. Resultados

En el presente apartado se presentarán distintos gráficos representativos de los resultados obtenidos del segundo ensayo. En la siguiente imagen se puede ver el estado de la losa al final de la etapa 2, antes de empezar la rampa de rotura.



*Figura 4.19 Fisuración cara inferior al final de la etapa 2*

Se pueden apreciar algunas fisuras en la dirección del armado ya que se realizó el tesado con una fuerza mayor a  $T_{fis}$ .

#### 4.3.3.1. Rotura

A continuación, se puede ver el gráfico carga – desplazamiento (partiendo de la flecha introducida en las etapas anteriores):

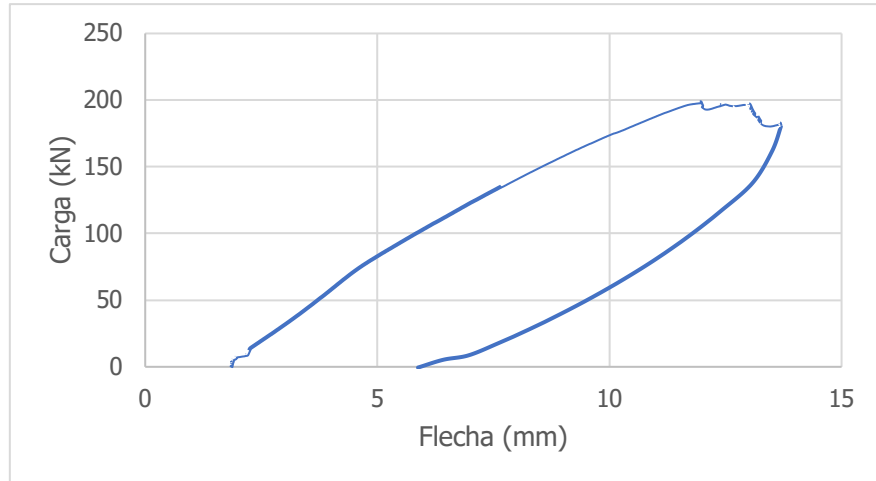


Gráfico 4.8 Carga – flecha en el centro de la losa

En el instante de la rotura:

| Instante de rotura |        |
|--------------------|--------|
| <b>Carga (kN)</b>  | 198.38 |
| <b>Flecha (mm)</b> | 13.69  |

Tabla 4.2 Datos en el momento de rotura

Finalmente, se pueden ver algunas fotos de la evolución de la fisuración de la cara inferior:



Figura 4.20 Estado de fisuración

#### 4.3.4. Incidencias

La incidencia más importante que acaeció durante el ensayo de esta losa fue durante el tesado. Al realizarlo, el anclaje 1 se arrancó al llegar a 30 toneladas tal como se ha explicado anteriormente. Adicionalmente, cerca de la zona del anclaje 1 es donde están ubicados los cables de todas las galgas. Dado que ésta losa era la primera que se tesaba, en ensayos posteriores se modificó el método de tesado al pasar de 5 a 2 o 3 barras.

Durante este incidente las galgas 4, 9 y C se rompieron por lo que no se tiene datos sobre ellas.

## 4.4. Ensayo 3 (losa A0)

Este ensayo fue el tercero que se realizó de toda la campaña experimental. Es del grupo de losas 1 por lo que la losa estaba sobre 8 apoyos puntuales. Se quería aplicar una tracción exterior a la losa de un valor  $0.8 \cdot T_{fis}$ , por lo que se quería aplicar 576 kN.

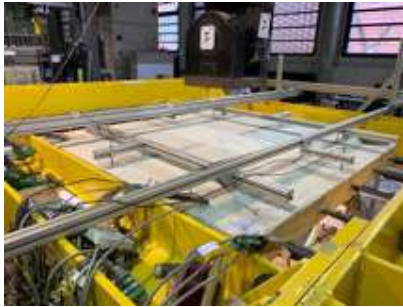


Figura 4.21 Ensayo 3



Figura 4.22 Barras tesadas ensayo 3

### 4.4.1. Ficha de la losa

En este caso, la malla inferior del armado tampoco llegó en perfectas condiciones, aunque se puede usar. En la siguiente imagen se pueden ver los desperfectos que tiene.

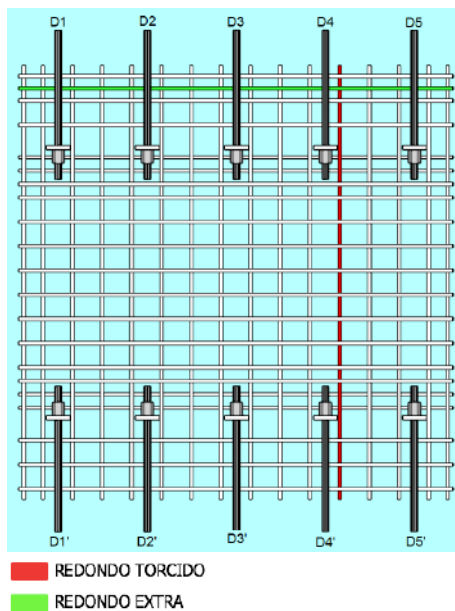


Figura 4.23 Malla inferior

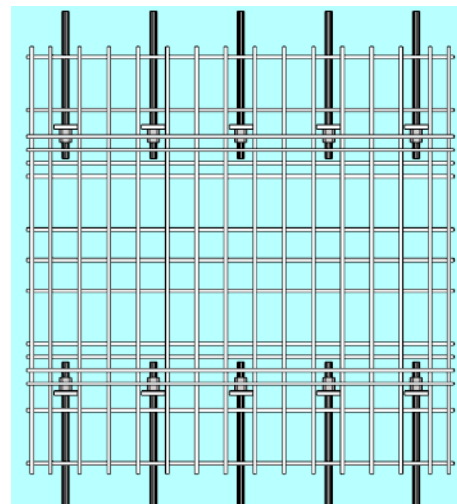


Figura 4.24 Malla superior

Como se puede ver en la figura, la malla inferior fue entregada con una barra  $\phi 12$  extra y una barra torcida. Esto no supone un problema ya que el redondo extra está ubicado en la zona exterior por lo que no afecta al punzonamiento.

#### 4.4.2. Tesado

Se quería tesar la losa a  $T = 0.8 \cdot T_{\text{fis}} = 0.8 \cdot 719 \text{ kN} \approx 576 \text{ kN}$ . En el caso de tesar con 5 barras se debería aplicar 115.2 kN por cada barra y, dado que se va a tesar mediante dos barras, se debe multiplicar por 1.91 este valor para conseguir la tracción deseada en la losa. Por lo tanto, se aplicará una carga de 220 kN por barra. A este valor hay que sumarle los 20 kN que se pierden al anclar la tuerca después del tesado, por lo que se aplicarán 240 kN.

- Pasada 1: todas las barras hasta su carga definitiva a 0.25 kN/s (control por fuerza)
  - Barras 2 y 4

En el anclaje pasivo se dispondrán tres barras ancladas para mejorar el reparto de tracciones.

La distribución de tracciones en las secciones controladas por las galgas, en el momento de iniciar el ensayo fue la siguiente:

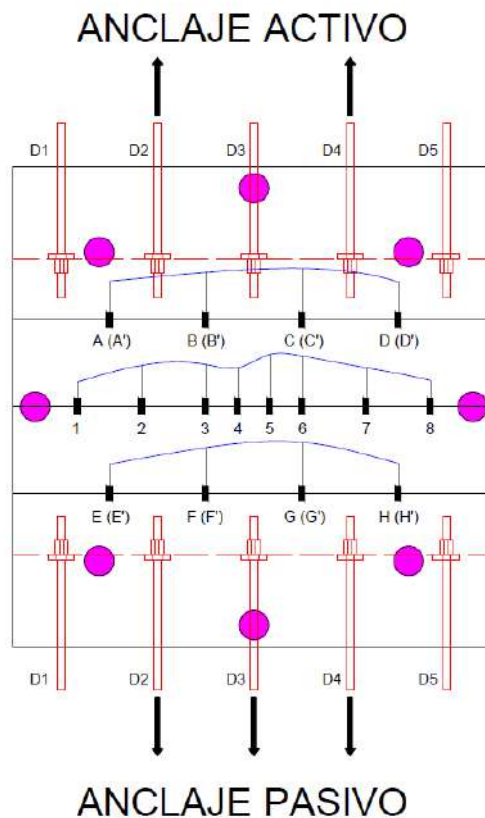
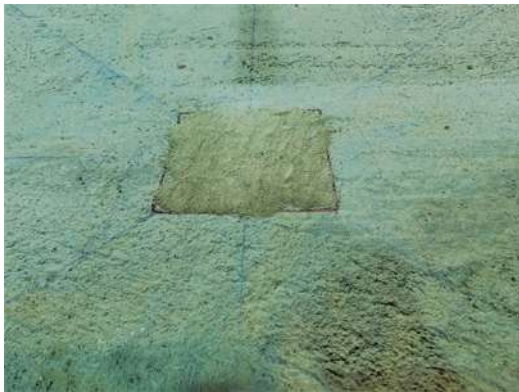


Figura 4.25 Reparto de las tracciones al iniciar el ensayo

Se puede ver que la distribución no es muy regular en la zona central, probablemente a causa de que la barra 2 quedó tesada con 11.8 kN menos que la barra 4.

A continuación, se pueden ver algunas fotografías del estado de fisuración de la losa antes de empezar el ensayo:



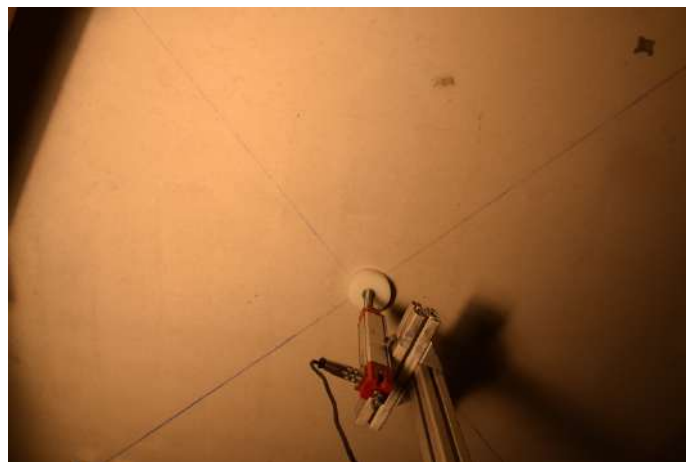
*Figura 4.26 Parte superior de la losa*



*Figura 4.27 Parte inferior de la losa*

#### 4.4.3. Resultados

En el presente apartado se presentarán distintos gráficos representativos de los resultados obtenidos del tercer ensayo. En la siguiente imagen se puede ver el estado de la losa al final de la etapa 2, antes de empezar la rampa de rotura.



*Figura 4.28 Fisuración cara inferior al final de la etapa 2*

Se pueden apreciar algunas fisuras en la dirección del armado.

4.4.3.1. Rotura

A continuación, se puede ver el gráfico carga – desplazamiento (partiendo de la flecha introducida en las etapas anteriores):

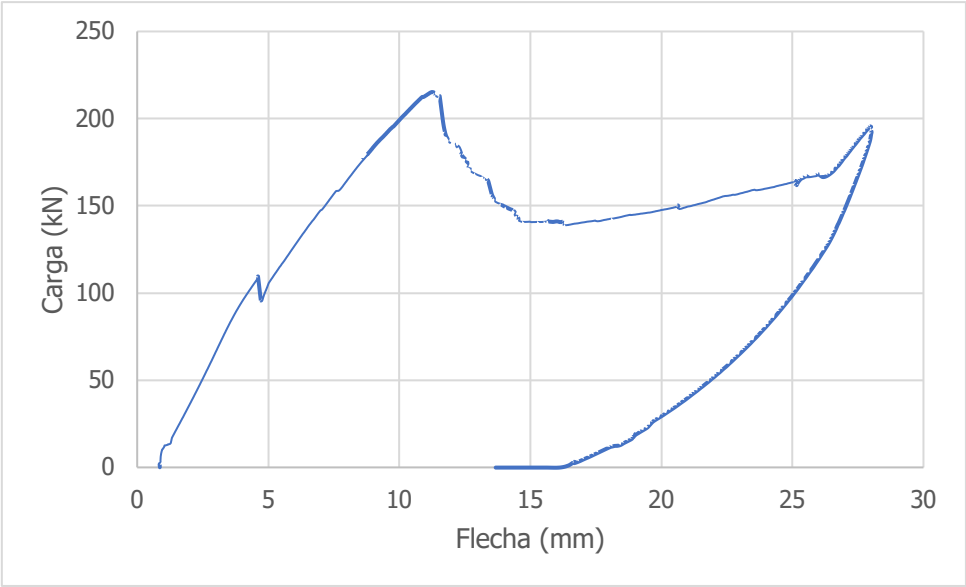


Gráfico 4.9 Carga – flecha en el centro de la losa

En el instante de la rotura:

| Instante de rotura |       |
|--------------------|-------|
| Carga (kN)         | 215.3 |
| Flecha (mm)        | 11.25 |

Tabla 4.3 Datos en el momento de rotura



Finalmente, se pueden ver algunas fotos de la evolución de la fisuración de la cara inferior:



*Figura 4.29 Fisuración*



*Figura 4.30 Rotura*



*Figura 4.31 Cono de rotura ensayo 3*

## 4.5. Ensayo 4 (losa A4)

Los resultados obtenidos al realizar el ensayo 4 donde la fuerza de tracción aplicada era  $1.4 \cdot T_{fis}$  no fueron los esperados. En la actualidad se está estudiando el motivo que pudo causar la elevada resistencia de la losa ya que esta rompió a 182.4 kN, lejos de los 178 kN esperados. Hasta que no se llegue a una conclusión determinante no se pueden presentar resultados.

A continuación, se pueden ver dos imágenes del cono de rotura de la losa del ensayo 4:



*Figura 4.32 Cono de rotura ensayo 4*



*Figura 4.33 Flecha ensayo 4*

## 4.6. Ensayo 5 (losa B1)

Este ensayo fue el quinto que se realizó de toda la campaña experimental. Es del grupo de losas 1 por lo que la losa estaba sobre 8 apoyos puntuales. A diferencia de los cuatro ensayos anteriores, este se realizó sobre una losa tipo B por lo que su armado no era todo de  $\phi 12$ , sino que tenía  $\phi 16$ . Se quería aplicar una tracción exterior a la losa de un valor  $0.5 \cdot T_{fis}$ , por lo que se quería aplicar 392 kN.



Figura 4.34 Ensayo 5

### 4.6.1. Ficha de la losa

El armado de la losa B1 llegó en buen estado. En la siguiente imagen se puede ver un croquis de las mallas.

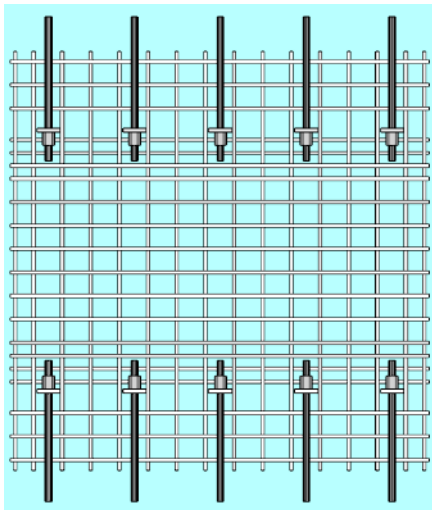


Figura 4.35 Malla inferior

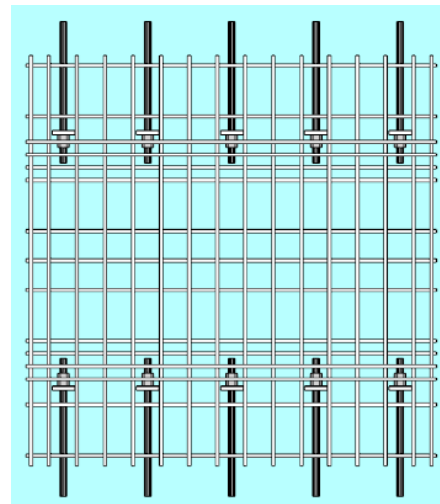


Figura 4.36 Malla superior

#### 4.6.2. Tesado

Se quería tesar la losa a  $T = 0.5 \cdot T_{\text{fis}} = 0.5 \cdot 784 \text{ kN} \approx 392 \text{ kN}$ . En el caso de tesar con 5 barras se debería aplicar 78.4 kN por cada barra y, dado que se va a tesar mediante dos barras, se debe multiplicar por 1.91 este valor para conseguir la tracción deseada en la losa. Por lo tanto, se aplicará una carga de 150 kN por barra. A este valor hay que sumarle los 20 kN que se pierden al anclar la tuerca después del tesado, por lo que se aplicarán 170 kN.

- Pasada 1: todas las barras hasta su carga definitiva a 0.25 kN/s (control por fuerza)
  - o Barras 2 y 4

En el anclaje pasivo se dispondrán tres barras ancladas para mejorar el reparto de tracciones.

La distribución de tracciones en las secciones controladas por las galgas, en el momento de iniciar el ensayo fue la siguiente:

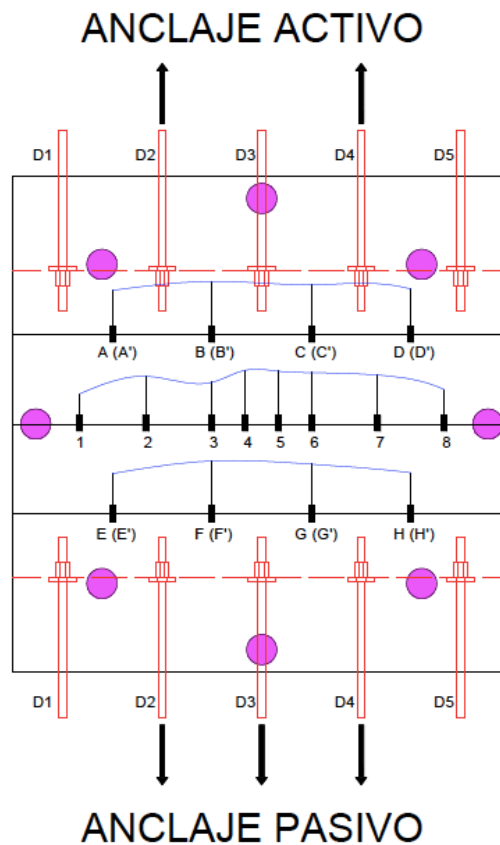


Figura 4.37 Reparto de las tracciones al iniciar el ensayo

A continuación, se pueden ver una imagen de la cara inferior de la losa al empezar el ensayo:

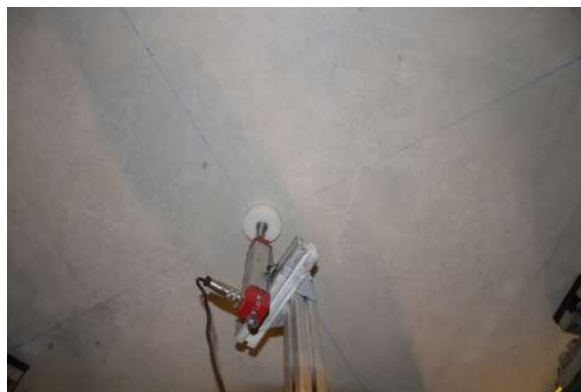


*Figura 4.38 Parte inferior de la losa*

En este ensayo, dado que se aplicó una fuerza de tracción  $0.5 \cdot T_{fis}$ , no aparecen fisuras en la losa.

#### 4.6.3. Resultados

En el presente apartado se presentarán distintos gráficos representativos de los resultados obtenidos del tercer ensayo. En la siguiente imagen se puede ver el estado de la losa al final de la etapa 2, antes de empezar la rampa de rotura.



*Figura 4.39 Fisuración cara inferior al final de la etapa 2*

#### 4.6.3.1. Rotura

A continuación, se puede ver el gráfico carga – desplazamiento (partiendo de la flecha introducida en las etapas anteriores):

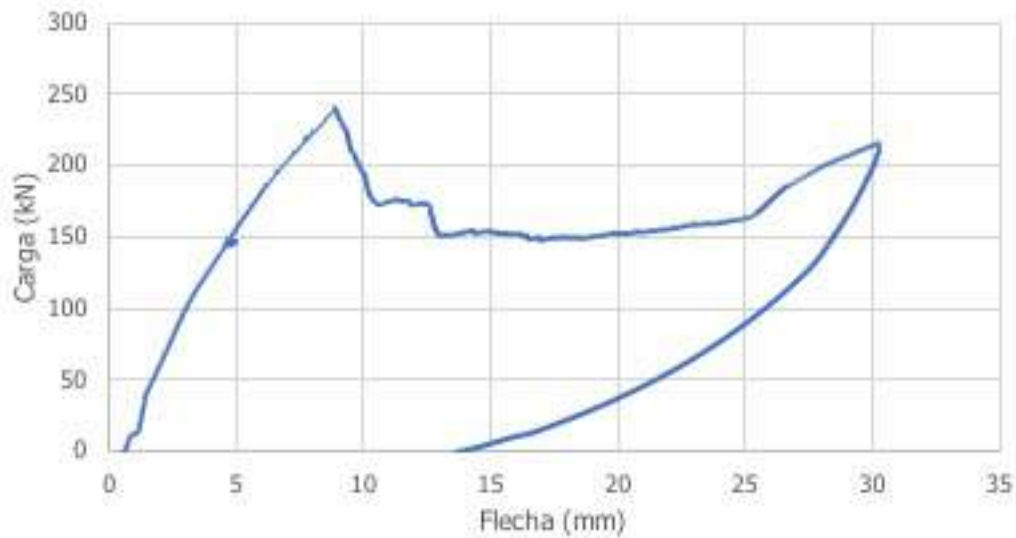


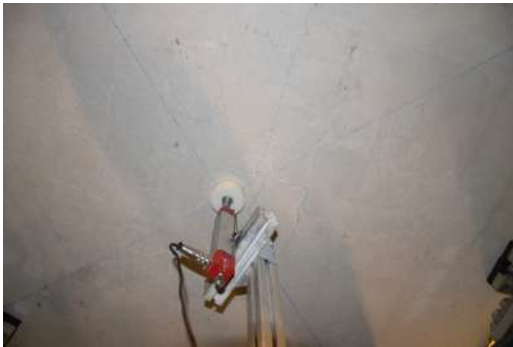
Gráfico 4.10 Carga – flecha en el centro de la losa

En el instante de la rotura:

| Instante de rotura |        |
|--------------------|--------|
| <b>Carga (kN)</b>  | 240.42 |
| <b>Flecha (mm)</b> | 8.8    |

Tabla 4.4 Datos en el momento de rotura

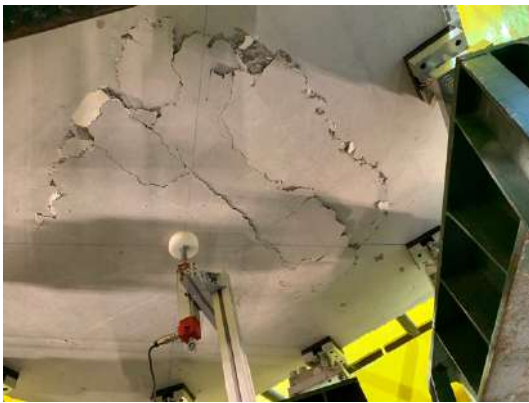
Finalmente, se pueden ver algunas fotos de la evolución de la fisuración de la cara inferior:



*Figura 4.40 Fisuración*



*Figura 4.41 Rotura*



*Figura 4.42 Cono de rotura ensayo 5*



*Figura 4.43 Flecha ensayo 5*

## 4.7. Resumen de los resultados

A continuación, se puede ver una tabla resumen de los resultados obtenidos en los cinco ensayos tipo 1 realizados:

| Ensayo      | $T/T_{fis}$ | $P_u$ (kN) | $P_u$ previsión (kN) | $\delta_u$ (mm) |
|-------------|-------------|------------|----------------------|-----------------|
| 1 (losa A2) | 0           | 249.13     | 250                  | 9.01            |
| 5 (losa B1) | 0.5         | 240.40     | 246                  | 8.29            |
| 3 (losa A0) | 0.8         | 215.20     | 215                  | 10.40           |
| 2 (losa A3) | 1.1         | 198.38     | 180                  | 10.10           |
| 4 (losa A4) | 1.4         | 182.40     | 178                  | 12.50           |

*Tabla 4.5 Resumen de los resultados*



## 4.8. Caracterización del hormigón

Tal como se comenta en el apartado de caracterización de materiales, una vez realizado el primer ensayo, se volvieron a realizar los tres ensayos (compresión simple, modulo de elasticidad y brasileño) sobre 9 probetas distintas. Para el módulo de elasticidad se usaron las tres mismas probetas de los ensayos anteriores ya que estas no se rompen. Las probetas ensayadas fueron almacenadas del mismo modo que las anteriores.

Al terminar el último ensayo se volverán a realizar las mismas pruebas sobre otras nueve probetas. Estos resultados no forman parte de este trabajo ya que se realizaron una vez entregado.

A continuación, se muestran los resultados detallados obtenidos de la caracterización del hormigón al finalizar el primer ensayo junto con el resumen de los días 7, 28 y 56 para poder comprobar la variación en las propiedades del material.

### 4.8.1. Compresión simple

En la siguiente tabla se pueden ver los resultados obtenidos de las tres probetas, así como su valor medio:

| Nº probeta   | $f_c$ (MPa)   | $\epsilon_{cu}$ |
|--------------|---------------|-----------------|
| 1            | 38.885        | 0.005103        |
| 2            | 35.035        | 0.004010        |
| 3            | 38.090        | 0.004187        |
| <b>Media</b> | <b>37.336</b> | <b>0.004433</b> |

Tabla 4.6 Resultados ensayo compresión simple

En la siguiente tabla se puede ver la evolución de dichos parámetros lo largo de los tres ensayos y la comparación con el último:

| Días                         | $f_c$ (MPa) | $\epsilon_{cu}$ |
|------------------------------|-------------|-----------------|
| <b>7</b>                     | 30.198      | 0.004341        |
| <b>28</b>                    | 36.651      | 0.004501        |
| <b>56</b>                    | 37.093      | 0.004340        |
| <b>1<sup>er</sup> ensayo</b> | 37.336      | 0.004433        |

Tabla 4.7 Evolución de la resistencia del hormigón a compresión

Se puede ver que, en comparación con el valor obtenido a los 56 días, la resistencia a compresión del hormigón prácticamente no ha variado, aumentando un 0.7%.

#### 4.8.2. Módulo de elasticidad

En la siguiente tabla se pueden ver los resultados obtenidos de las tres probetas, así como su valor medio:

| Nº probeta   | E <sub>cm</sub> (MPa) | ΔL LVDT (mm) | ΔF (kN)        |
|--------------|-----------------------|--------------|----------------|
| 1            | 28375.920             | 0.063        | 211.083        |
| 2            | 24038.976*            | 0.083        | 211.115        |
| 3            | 28520.718             | 0.063        | 211.119        |
| <b>Media</b> | <b>28448.319</b>      | <b>0.067</b> | <b>211.106</b> |

*Tabla 4.8 Resultados módulo de elasticidad*

\*Este resultado no tiene mucho sentido. Dado que seguramente no salió bien la prueba se ha obviado este valor para realizar la media.

En la siguiente tabla se puede ver la evolución de dichos parámetros lo largo de los tres ensayos y la comparación con el último:

| Días                         | E <sub>cm</sub> (MPa) | ΔL LVDT (mm) | ΔF (kN) |
|------------------------------|-----------------------|--------------|---------|
| <b>7</b>                     | 27375.255             | 0.053        | 171.089 |
| <b>28</b>                    | 27908.903             | 0.064        | 211.102 |
| <b>56</b>                    | 28932.664             | 0.062        | 211.115 |
| <b>1<sup>er</sup> ensayo</b> | 28448.319             | 0.067        | 211.106 |

*Tabla 4.9 Evolución del módulo de deformación del hormigón*

Se puede ver que, en comparación con el valor obtenido a los 56 días, el módulo de elasticidad del hormigón prácticamente no ha variado, disminuyendo un 1.7%.

### 4.8.3. Ensayo brasileño

En la siguiente tabla se pueden ver los resultados obtenidos de las tres probetas, así como su valor medio:

| Nº probeta   | $f_{ct}$ (MPa) |
|--------------|----------------|
| 1            | 2.941          |
| 2            | 3.156          |
| 3            | 2.107          |
| <b>Media</b> | <b>2.735</b>   |

*Tabla 4.10 Resultados ensayo brasileño*

En la siguiente tabla se puede ver la evolución de dichos parámetros lo largo de los tres ensayos y la comparación con el último:

| Días                         | $f_{ct}$ (MPa) |
|------------------------------|----------------|
| <b>7</b>                     | 2.835          |
| <b>28</b>                    | 2.871          |
| <b>56</b>                    | 2.894          |
| <b>1<sup>er</sup> ensayo</b> | 2.735          |

*Tabla 4.11 Evolución de la resistencia a tracción del hormigón*

Se puede ver que, en comparación con el valor obtenido a los 56 días, la resistencia a tracción del hormigón ha variado muy poco, disminuyendo un 5.5%.



Capítulo 5

Conclusiones



El objetivo principal de la tesis doctoral en la que está enmarcado este trabajo es desarrollar un modelo para evaluar la resistencia a cortante y punzonamiento en losas de hormigón armado sometidas a tracciones en su plano, para, a partir de él, crear una normativa en el diseño de losas de hormigón. Sin embargo, dado que la duración de la campaña experimental es mayor a la duración de este trabajo, el objetivo principal de esta tesis es dejar constancia de todas las operaciones llevadas a cabo en el laboratorio en el contexto de la campaña experimental realizada para validar los modelos mecánicos mencionados anteriormente.

Se pudieron ensayar cinco losas de 1650 mm x 1650 mm con un canto de 120 mm sustentadas sobre 8 apoyos puntuales dejando una luz libre de 1500 mm. A estas losas se les aplicaron distintos niveles de tracción para poder ver la influencia de este tipo de fuerza sobre losas sometidas a una fuerza puntual. Era de esperar que, al incrementar la tracción, la resistencia del hormigón fuera menor ya que este material tiene un buen comportamiento bajo compresión, pero no a tracción.

Previamente a este trabajo, el Profesor Antonio Mari et al., ha adaptado [27] el modelo mecánico "Compression Chord Capacity Model", desarrollado para vigas y posteriormente para placas, para tener en cuenta las tracciones exteriores. Las expresiones obtenidas para la carga última de punzonamiento proporcionan una variación lineal de dicha carga en función de la tracción aplicada. Sin embargo, a partir de un valor aproximado de  $T=T_{fis}$ , la reducción es mayor, de forma que ésta se puede aproximar mediante una función bilineal con cambio de pendiente en  $T=T_{fis}$ . Ello es debido a que, una vez fisurada la losa, la tracción exterior la resiste prácticamente en su totalidad la armadura paralela a la tracción, la cual plastifica para cargas menores que en caso de no existir tracción. Estos resultados se intentarán verificar a partir de los ensayos realizados.

Adicionalmente, se realizaron estudios mediante métodos numéricos, usando el software ABAQUS para estimar el comportamiento de las losas a ensayar. Los datos obtenidos de la campaña experimental también se compararán con ambos resultados.

A continuación, se puede ver un gráfico con los resultados del FEM y del CCCM. En él aparecen también los datos obtenidos de los cuatro ensayos. La losa del primer ensayo fue usada como losa de control, sin tracciones.

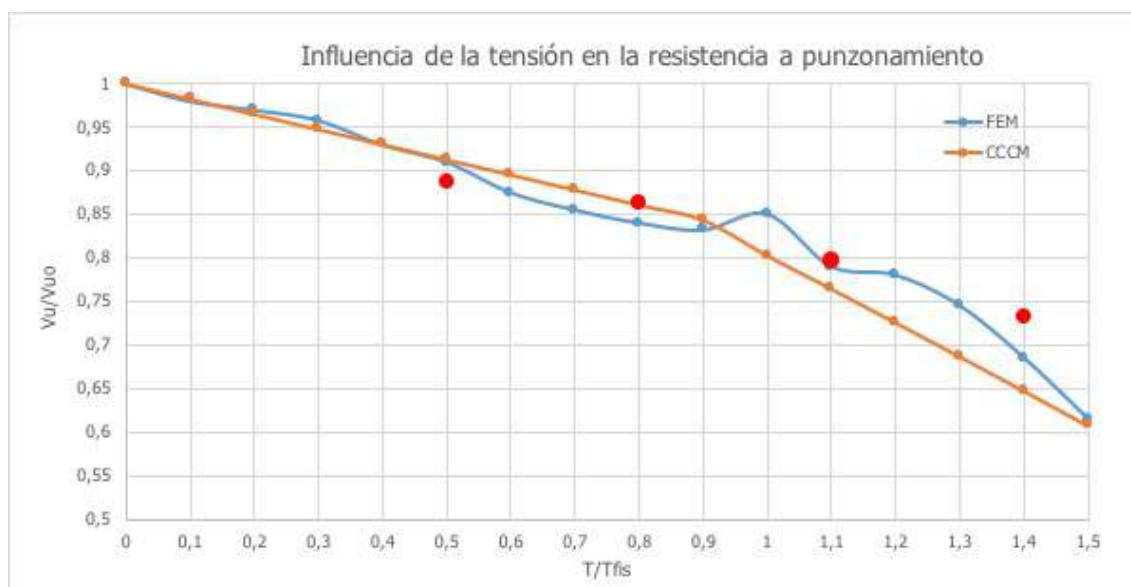


Gráfico 5.1 Influencia de la tensión en la resistencia a punzonamiento

- A partir del gráfico superior, se puede observar que, los valores proporcionados por el CCCM siguen la misma tendencia que los obtenidos mediante el FEM. Además, tres de las cuatro losas fallaron en el momento esperado. Sin embargo, se puede ver que la losa A4 (ensayo 4), a la que más tracción exterior se le aplicó, resistió más de lo esperado. Se están barajando distintas hipótesis respecto al motivo que pudo causarlo y por esta razón aún no se han procesado completamente los datos obtenidos del ensayo. La causa más probable es que esta mayor resistencia sea debida a la resistencia extra aportada por el efecto arco. Esto significa que, al descender la placa, las barras se inclinan y ejercen un efecto de atirantamiento, es decir, una fuerza vertical que es mayor conforme mayor es la inclinación y la tracción.

Los resultados del modelo mecánico (CCCM) reproducen con notable precisión la carga última de punzonamiento en función de la tracción, así como el efecto de la plastificación de la armadura para altos niveles de tracción. Este modelo queda validado el rango de tensiones aplicadas mediante este estudio experimental. Ello muestra la bondad del modelo para la ingeniería práctica, dado que combina rigor conceptual con sencillez de aplicación.

Adicionalmente, la simulación numérica realizada, una vez calibrado el modelo para la losa de referencia ( $T=0$ ), ha reproducido con gran precisión el comportamiento de la losa bajo distintos niveles de tracción. En concreto el modelo ha reproducido muy fidedignamente la carga última (error medio menor del 3%), los patrones de fisuración, el tipo de rotura y, con algo menor precisión las deformaciones medidas.

- Se puede afirmar que, la tracción en el plano medio de la losa reduce moderadamente la carga última a punzonamiento. Así, para una tracción igual a la fuerza que fisuraría la losa ( $T=T_{fis}$ ), la reducción de carga última es de un 20% aproximadamente y para una carga de tracción 1.5 dicha fuerza, esta reducción es del 35% aproximadamente.
- La fisuración se ha producido alrededor de la zona cargada, siguiendo las direcciones de las armaduras ortogonales tal como se puede ver en las imágenes de los ensayos. Se puede apreciar que las tracciones modifican los patrones de fisuración, aumentando las fisuras en la dirección transversal y modificando la forma del perímetro crítico.

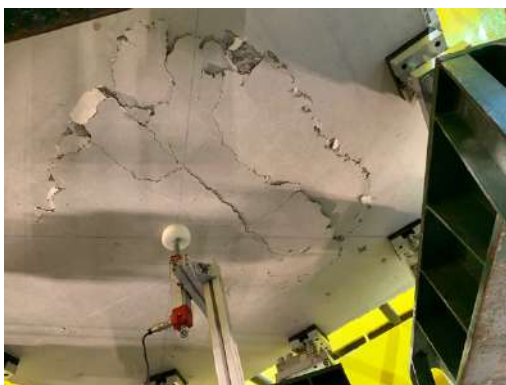


Figura 5.1 Cono de rotura ensayo 5 ( $T/T_{fis} = 0.5$ )



Figura 5.2 Cono de rotura ensayo 4 ( $T/T_{fis} = 1.4$ )



- La rigidez de la losa también disminuye por efecto de la tracción, de forma que la flecha máxima en el centro de vano debida a la carga transversal aumenta con  $T/T_{fis}$ , si bien este aumento no es lineal tal como se puede ver en los siguientes gráficos. En ellos se compara, en un mismo gráfico los resultados obtenidos de la evolución de la flecha en función de la carga.

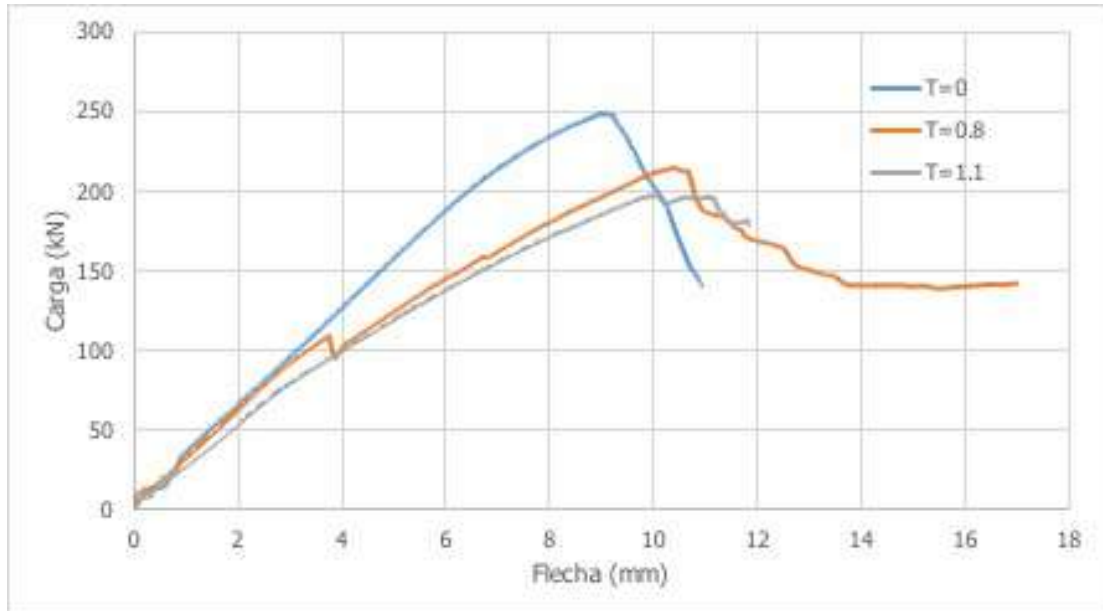


Gráfico 5.2 Carga – flecha en el centro de la losa, losas tipo A

A partir del gráfico 5.2 se puede apreciar que, cuando mayor es la tracción exterior aplicada, mayor es la flecha en el centro de la losa y a una carga inferior. Además, hasta el momento de rotura, la relación carga – flecha incrementa linealmente.

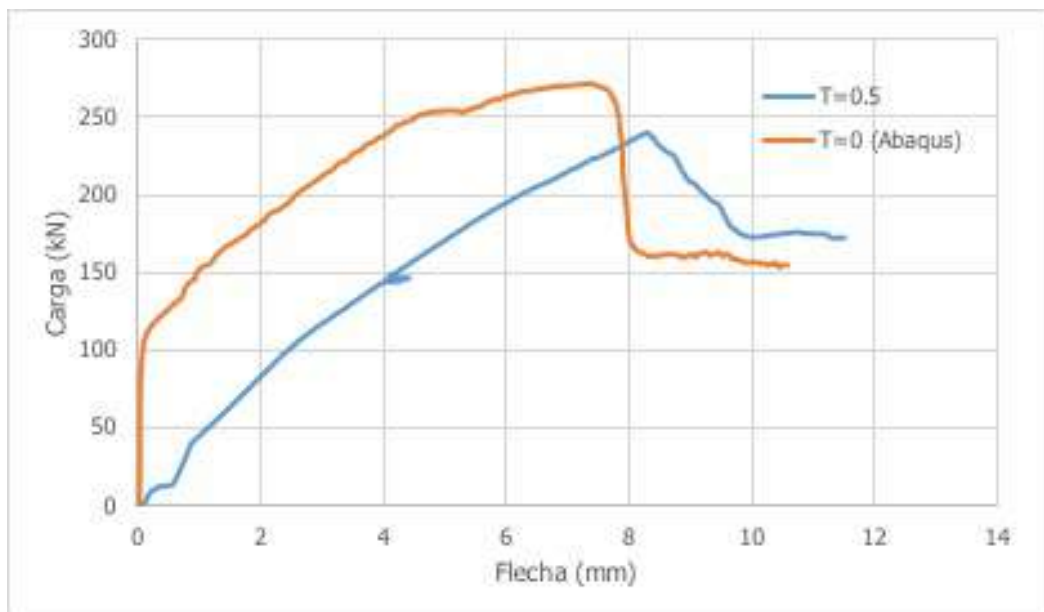


Gráfico 5.3 Carga – flecha en el centro de la losa, losas tipo B

En este caso se comparan los resultados obtenidos del ensayo 5 con una simulación realizada mediante ABAQUS. Se pueden extraer las mismas conclusiones que para las losas tipo A. En este caso, al tener una cuantía superior de armado, para la misma tracción exterior, la carga de rotura es superior y la flecha menor.

- No se aprecia un efecto favorable al disponer mayor cuantía de armadura, más allá de que se aumenta la  $T_{fis}$  de la losa.
- A partir del valor  $T=T_{fis}$ , las tensiones en la armadura aumentan considerablemente, por lo que éstas plastifican para cargas menores que en caso de  $T=0$ , por lo que la reducción de carga última es mayor que para  $T<T_{fis}$ .

Adicionalmente a las conclusiones extraídas de los datos obtenidos durante los ensayos, he podido aprender algunas lecciones sobre las campañas experimentales.

El primer problema con el que nos encontramos fue la tardanza de los industriales en proporcionar el material. Estaba estimado empezar a instrumentar las mallas de las losas, aproximadamente, en abril de 2018, para poder empezar cuanto antes con los ensayos. Esto no fue posible ya que las mallas llegaron en julio y, además, la mitad de ellas no eran correctas. Se empezó a instrumentar en cuanto llegó el material, pero, en el momento en que se vio que todas las mallas inferiores se habían entregado mal montadas, se tuvieron que parar los trabajos para avisar al industrial y que éste pudiera rehacer su trabajo. Aun así, como se ha ido explicando en el apartado de resultados, las mallas seguían sin estar tal como se pidieron, sino que tenían algunas barras torcidas y redondos de más. Este inconveniente produjo un atraso importante en los ensayos ya que no se pudo hormigonar hasta finales de octubre de 2018.

También se debieron atrasar los ensayos hasta que llegó el sistema de apoyos regulable. Como se ha comentado anteriormente, este sistema fue diseñado en el laboratorio y se pidió a una empresa externa que lo fabricara. Debido a la gran demanda que tenía el industrial, las cuatro banquetas llegaron más tarde de lo esperado, por lo que se tardó en poder empezar con el segundo ensayo en el que eran imprescindibles.

Del mismo modo, para muchas tareas del laboratorio como el traslado de las losas o el tesado, era necesaria la presencia de, como mínimo, un técnico del laboratorio. Este hecho implica que se deben coordinar muy bien los trabajos entre los distintos doctorandos del laboratorio para no solapar tareas.

Debido a la acumulación de atrasos y a la dificultad de coordinación, la campaña experimental ha tomado más tiempo del esperado por lo que, en este trabajo, no se pueden presentar los resultados de los ensayos tipo 2.

Adicionalmente he podido aprender que es muy importante tener una alternativa en el momento del ensayo por si ocurre algún problema, así como capacidad de reacción. Se había diseñado el experimento para tesar la losa desde cinco puntos, pero esto no fue posible ya que, durante el primer tesado que se debía realizar, la losa se rompió. Afortunadamente se pudo usar la losa, pero se debió rediseñar el método de aplicación de la tensión para el resto de ensayos ya que éste era un punto clave en la investigación.

Como he comentado anteriormente, la buena gestión de todos los recursos disponibles es muy importante durante una campaña experimental. He podido observar que pueden, y ocurren, muchos imprevistos a lo largo de los proyectos y es relevante saber solucionarlos bien y a tiempo.



## Bibliografía

- [1] Adetifa, B. y Polak, M. A. Retrofit Of Interior Slab Column Connections For Punching Using Shear Bolts. *ACI Structural Journal* **2**, 268-274 (2005).
- [2] Alexander, S. y Simmonds, S. *Shear-Moment Transfer in Slab Column Connections*. (Department of Civil Engineering - University of Alberta, Edmonton, Alberta, 1986), 114.
- [3] American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)* (ACI Committee 318, Texas, 2014)
- [4] Atem (abril de 2019). Recuperado de <https://www.atem.upc.edu/laboratory/>
- [5] Benedetto, L. F. *Numerical models of punching shear of reinforced slabs without shear reinforcement* (Tesis de máster) ETSECCPB - UPC y Politecnico di Torino, 2018.
- [6] Broms, C. E. *Concrete Flat Slabs and Footings: Design Method for Punching and Detailing for Ductility* (Tesis doctoral) Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweeden, 2005, 137.
- [7] CEB/fib Task Group - Utilization of concrete tension in design. *Punching of structural concrete slabs - Bulletin 12*. (Federation Internationale du Béton (fib), 2001), 314.
- [8] Cladera, A. et al. The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams. *Structural Concrete* **17**, 1017 – 1032 (2016).
- [9] Comisión Permanente del Hormigón. *Instrucción de Hormigón estructural EHE-08 702* (Ministerio de Fomento, Madrid, 2011).
- [10] Dywidag – systems International (abril de 2019). Recuperado de <https://www.dywidag-sistemas.com/productos/sistemas-de-postesado-sistemas-de-pretensado/sistemas-de-pretensado-con-barra-dywidag/barras-de-pretensado-y-datos-tecnicos/>
- [11] EcuRed (marzo de 2019). *Galga extensiométrica*. Recuperado de [https://www.ecured.cu/Galga\\_extensiométrica](https://www.ecured.cu/Galga_extensiométrica)
- [12] EcuRed (marzo de 2019). *Puente de Wheatstone*. Recuperado de [https://www.ecured.cu/Puente\\_de\\_Wheatstone](https://www.ecured.cu/Puente_de_Wheatstone)
- [13] ECN – European Committee for Standardization. *Eurocode 2: Design of Concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings* EN 1992-1-1 (Brussels, 2003).
- [14] El Pro Cus (marzo de 2019). *An Overview of Linear Variable Differential Transformer*. Recuperado de <https://www.elprocus.com/lvdt-working-principle-construction-types-applications-advantages-and-disadvantages/>
- [15] Ericsson, S. *Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs Supported on Edge Steel Columns* (Tesis de máster) Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 2010, 148.
- [16] Eurowon (abril de 2019). *20 años desde el derrumbe de las tiendas departamentales de Sampoong*. Recuperado de <http://www.eurowon.com/2015/06/derrumbre-sampoong-seul.html>
- [17] Fédération Internationale du Béton (fib). *Model Code 2010 – Volume 1* Final draft, 357 (2012).

- [18] Fédération Internationale du Béton (fib). *Model Code 2010 – Volume 2* Final draft, 377 (2012).
- [19] Fernández Ruiz, M., Mirzaei, Y. y Muttoni, A. Post – punching behavior of flat slabs. *ACI Structural Journal* **110**, 801 – 811 (2013).
- [20] Gardner, N. J., Huh, J. y Chung, L. Lessons from the Sampoong department store collapse. *Cement and Concrete Composites* **24**, 523-529 (2002).
- [21] Guandalini, S. y Muttoni, A. *Punching test on symmetrical reinforced concrete slabs without shear reinforcement* (IS-BETON, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2004), 78.
- [22] Gustafsson, P. e Hillerborg, A. Sensitivity in Shear Strength of Longitudinal Reinforced Concrete Beams to Fracture Energy of Concrete. *ACI Structural Journal* **85**, 286-294 (1988).
- [23] Hallgren, M. *Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs*. Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweeden, 1996, 206.
- [24] Ingeniería Meafenix. La enciclopedia de la ingeniería (marzo de 2019). *Galga extensiométrica [sensor de deformación]*. Recuperado de <https://www.ingmecafenix.com/automatizacion/galga-extensiometrica/>
- [25] Instrumentacionhoy (marzo de 2019). *Tecnología magnetoestrictiva avanzada*. Recuperado de <https://www.instrumentacionhoy.com/tecnologia-magnetoestrictiva-avanzada/>
- [26] Lantsoght, E. *Literature review of punching shear in reinforced concrete slabs* (School of Civil y Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, 2009), 93.
- [27] Marí, A., Bairán, J. M. y Cladera, A. *Effects of axial forces and prestressing on the shear strength of structural concrete members en VII Congreso Internacional de Estructuras - ACHE* (ACHE, A Coruña, 2017), 1-10.
- [28] Marí, A., Bairán, J. M., Cladera, A. y Oller, E. Shear Design and Assesment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Based on Mechanical Model. *Journal of Structural Engineering* **142**, 04016064 (2016).
- [29] Marí, A., Cladera, A., Oller, E. y Bairán, J. M. A punching shear mechanical model for reinforced concrete at slabs with and without shear reinforcement. *Engineering Structures* **166**, 413 – 426 (2018).
- [30] Menétrey, P. *Analytical Model for punching strength prediction en International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs* (Stockholm, Sweeden, 2000), 190 – 199.
- [31] Menétrey, P. Relationship between flexural and punching failure. *ACI Structural Journal* **95**, 412 – 419 (1998).
- [32] Menétrey, P. Synthesis of punching failure in reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites* **24**, 497 – 507 (2002).
- [33] Motion Control Tips (marzo de 2019). *What is an LVDT (linear variable differential transformer)?* Recuperado de <https://www.motioncontroltips.com/what-is-an-lvdt-linear-variable-differential-transformer/>
- [34] Mundo Básculas (marzo de 2019). *Células de Carga*. Recuperado de <https://www.mundobasculas.com/104-celulas-de-carga>

- [35] Muttoni, A. y Schwartz, J. Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement. *IABSE Colloquium* **62**, 703-708 (1991).
- [36] Muttoni, A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI Structural Journal* **105**, 440 – 450 (2008).
- [37] Omega (marzo de 2019). *¿Qué es una célula de carga y cómo funciona?* Recuperado de <https://es.omega.com/prodinfo/celulas-de-carga.html>
- [38] Omega (marzo de 2019). *What is a LVDT?* Recuperado de <https://www.omega.co.uk/technical-learning/linear-variable-displacement-transducers.html>
- [39] RP Mecatrónica (marzo de 2019). *Transductor de desplazamiento Temposonic serie – r MTS sensors RH-M-0200M-R02-1-A11*. Recuperado de [https://www.rpmecatronica.com/RH\\_M\\_0200M\\_R02\\_1\\_A11](https://www.rpmecatronica.com/RH_M_0200M_R02_1_A11)
- [40] Schekkhammer, J. et al. Another Look at the Collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroad, Virginia. *Journal of Performance of Constructed Facilities* **27**, 354 – 361 (2013).
- [41] Sensing sensores de medida (marzo de 2019). *Sensores de desplazamiento inductivos LVDT*. Recuperado de <https://sensores-de-medida.es/medicion/sensores-y-transductores/sensores-de-desplazamiento/sensores-de-desplazamiento-inductivos-lvdt/>
- [42] TE connectivity (marzo de 2019). *Linear Variable Differential Transformer*. Recuperado de <https://www.te.com/usa-en/industries/sensor-solutions/insights/lvdt-tutorial.html>